

ADVERTIMENT. La consulta d'aquesta tesi queda condicionada a l'acceptació de les següents condicions d'ús: La difusió d'aquesta tesi per mitjà del servei TDX (www.tesisenxarxa.net) ha estat autoritzada pels titulars dels drets de propietat intel·lectual únicament per a usos privats emmarcats en activitats d'investigació i docència. No s'autoritza la seva reproducció amb finalitats de lucre ni la seva difusió i posada a disposició des d'un lloc aliè al servei TDX. No s'autoritza la presentació del seu contingut en una finestra o marc aliè a TDX (framing). Aquesta reserva de drets afecta tant al resum de presentació de la tesi com als seus continguts. En la utilització o cita de parts de la tesi és obligat indicar el nom de la persona autora.

ADVERTENCIA. La consulta de esta tesis queda condicionada a la aceptación de las siguientes condiciones de uso: La difusión de esta tesis por medio del servicio TDR (www.tesisenred.net) ha sido autorizada por los titulares de los derechos de propiedad intelectual únicamente para usos privados enmarcados en actividades de investigación y docencia. No se autoriza su reproducción con finalidades de lucro ni su difusión y puesta a disposición desde un sitio ajeno al servicio TDR. No se autoriza la presentación de su contenido en una ventana o marco ajeno a TDR (framing). Esta reserva de derechos afecta tanto al resumen de presentación de la tesis como a sus contenidos. En la utilización o cita de partes de la tesis es obligado indicar el nombre de la persona autora.

WARNING. On having consulted this thesis you're accepting the following use conditions: Spreading this thesis by the TDX (www.tesisenxarxa.net) service has been authorized by the titular of the intellectual property rights only for private uses placed in investigation and teaching activities. Reproduction with lucrative aims is not authorized neither its spreading and availability from a site foreign to the TDX service. Introducing its content in a window or frame foreign to the TDX service is not authorized (framing). This rights affect to the presentation summary of the thesis as well as to its contents. In the using or citation of parts of the thesis it's obliged to indicate the name of the author

Caracterización estadística de los modelos de confinamiento y determinación de coeficientes parciales de seguridad para el refuerzo de pilas de puentes de hormigón mediante materiales compuestos (CFRP)

Tesis doctoral realizada por:
José Luis Chambi Chuquichambi

Dirigida por:
Joan Ramon Casas Rius

Barcelona, [septiembre de 2012](#)

Universitat Politècnica de Catalunya

Departament de Resistència de Materials i Estructures a l'Enginyeria

TESIS DOCTORAL

AGRADECIMIENTOS

Expreso mi gratitud y agradecimiento a todas aquellas personas e instituciones que han contribuido, de una u otra manera, al desarrollo de esta tesis doctoral.

El emprendimiento y realización de estos estudios se han podido llevar a cabo gracias a la colaboración del Ministerio de Asuntos Exteriores y de Cooperación y la Agencia Española de Cooperación Internacional para el Desarrollo MAEC-AECID.

Quiero expresar mi especial agradecimiento al profesor Joan Ramon Casas Rius, director de esta tesis, a quién admiro por su gran capacidad y experiencia, quedando siempre agradecido por su constante orientación y predisposición durante la elaboración de este trabajo. También un agradecimiento al profesor Alex Barbat Barbat, tutor de mis estudios a lo largo de mi estancia en la Universidad Politécnica de Cataluña como estudiante de Máster y posteriormente continuando como doctorando.

A la Universidad Politécnica de Cataluña, en particular a los departamentos de Resistencia de Materiales y Estructuras en la Ingeniería e Ingeniería de la Construcción de la ETSECCB, a todos los profesores que han compartido sus conocimientos, y también, al personal administrativo, entre ellos destaco y agradezco la labor de Rosa María Olea por toda la orientación administrativa a lo largo de estos años. Dentro esta universidad, quedo agradecido a todos los compañeros y amigos con los que he compartido gratos momentos tanto a nivel académico como a nivel personal y han sido siempre un apoyo, Matías, Catalina, Giorgio, Samuel, Nelson, Michael, Frank, Franco, Anna, Bruno. Agregó a un profesor y amigo, Justo Sánchez por su constante apoyo.

Como no hacer mención a la institución en el cual inicié mi formación académica y aun habiendo culminado, siempre conté con su respaldo, por todo ello un agradecimiento a la Universidad Mayor de San Andrés (UMSA), Facultad de Ingeniería, carrera de Ingeniería Civil. A mis docentes de esta universidad, quienes infundieron y apoyaron a continuar con mis estudios de postgrado. Así mismo, a mis compañeros y grandes amigos de esta universidad, Victor Sarzuri, Hernán Suyo, Peter Zambrana, Marcelino Espinal, Luis Chambi, Franz Machaca, Ovidio Canaviri, Grover Mendoza,...a todos les doy las gracias por su constante apoyo y la confianza brindada hacia mí.

Finalmente, a quienes agradezco de sobremanera y dedico este trabajo, mis padres Cosme y Benedicta, ejemplo de constante persistencia ante cualquier situación por muy difícil que parezca, sé que todas las palabras quedarían cortas para describir todo el agradecimiento y admiración que les tengo, muchas gracias. De la misma manera a todos mi hermanos, cada uno con la particularidad que los caracteriza, gracias; y de manera muy especial a mi pareja, quién ha llegado a complementar mi vida sentimental, afectiva, emotiva y humana, gracias Sonia por todo tu apoyo. Gracias a todos mis familiares quienes expresaron a cada momento siempre palabras de apoyo y ánimo.

Durante mi estancia en esta universidad y en todo lo referente a mi vivencia en Barcelona, me he visto rodeado de experiencias e ideas que me han ido permitiendo ampliar mi visión en todos los aspectos sociales, académicos, culturales, deportivos y demás actividades de las que estamos rodeados en nuestro diario vivir. Un agradecimiento a todos los que han aportado y permitido sobrellevar una etapa más en mi vida.

RESUMEN

El continuo deterioro y/o daños causados en las estructuras de hormigón durante su vida útil, son fenómenos inevitables que conlleva el paso del tiempo y viene a ser un problema importante que ha conducido al desarrollo de nuevos materiales compuestos para el refuerzo estructural. En el caso de puentes, las situaciones en las que se hacen necesarias intervenciones de refuerzo pueden ser: estructuras afectadas por patologías inherentes a problemas de durabilidad, estructuras mal proyectadas y/o mal ejecutadas, estructuras que han sido dañadas por causas externas (impacto de vehículos, incendio, sismo, desastres naturales, etc.), estructuras afectadas por un cambio de uso o por un aumento de la carga de proyecto, o para soportar futuros sismos. Frente a ello, los métodos de refuerzo tradicional tales como el recrecido de hormigón, postensado exterior y refuerzo con chapas de acero, frecuentemente tienen desventajas inherentes como el incremento del peso de la estructura, la corrosión del acero y su elevado costo de manipulación y colocación. Ante estos inconvenientes, y más concretamente refiriéndonos al refuerzo de pilas de puentes, en años recientes se ha incrementado el uso de polímeros reforzados con fibra (FRP) como elemento de confinamiento de elementos de hormigón sometidos a compresión, debido a sus excelentes propiedades mecánicas y químicas, incrementando principalmente la resistencia y ductilidad de las pilas de hormigón.

Sin embargo, su aplicación presenta aún lagunas que exigen seguir investigando aspectos como la falta de códigos y normas, la falta de experiencia en el comportamiento a largo plazo, la susceptibilidad al fuego, etc. Existen incertidumbres en las bases de cálculo durante el dimensionamiento de este refuerzo, una de ellas está precisamente en los coeficientes parciales de seguridad para el hormigón confinado que se deben adoptar en el diseño.

Por ello, la presente tesis doctoral pretende aportar conocimientos en este campo, y más concretamente, definiendo dichos coeficientes parciales de seguridad para el hormigón confinado para el diseño del refuerzo de pilas de puentes de hormigón armado con polímeros reforzados con fibras de carbono (CFRP), mediante proceso de calibración basado en fiabilidad estructural.

En ese sentido, primeramente, se ha recopilado toda la información bibliográfica disponible referida principalmente a dos aspectos: descripción de modelos de confinamiento para hormigón confinado con CFRP y datos de ensayos experimentales para la elaboración de una

base de datos. Los modelos de confinamiento considerados en este estudio para elementos de hormigón de sección circular son de: Mander et al. 1988, Pilakoutas y Mortazavi 1997, Toutanji 1999, Spolestra y Monti 1999, Eid y Paultre 2008, Teng et al. 2009, Wu y Zhou 2010. Aplicando las expresiones de predicción de estos modelos a los datos experimentales recogidos en la base de datos, obtenemos como resultado tensiones y deformaciones últimas, y con ellos, mediante un análisis estadístico de valores teóricos respecto a valores experimentales para cada modelo de confinamiento, y, tras un análisis comparativo entre los diferentes modelos definimos el modelo que mejor ajuste presenta respecto a los datos experimentales (modelo de Teng et al. 2009). Para dicho modelo, se ha realizado la caracterización estadística.

Puesto que es poco probable esperar que un formato de norma de diseño estructural pueda representar todas las situaciones de diseño, los sistemas estructurales y tipologías de pilas de puentes para los cuales se ha realizado la calibración en este estudio, son los puentes de tramo recto de varios vanos con pilas de hormigón armado tipo columnas circulares. Las pilas pueden estar formadas por un fuste único o bien por dos fustes. Esta tipología de tablero y de pila cubre la mayor parte de los puentes existentes en las actuales vías de comunicación.

Para definir los coeficientes parciales de seguridad para el hormigón confinado γ_{cc} , se ha realizado la calibración basado en fiabilidad estructural, para un rango posible de soluciones de refuerzo con CFRP en las tipologías de pilas de puentes de los sistemas estructurales estudiados. Para ello, se tienen en cuenta las incertidumbres de las variables que intervienen, y mediante simulación se caracterizan estadísticamente las variables de resistencia y sollicitación. Teniendo caracterizadas estas dos variables, según los niveles requeridos de seguridad estructural se determina la probabilidad de fallo o índice de fiabilidad para diferentes valores de γ_{cc} . Los coeficientes parciales de seguridad quedarán definidos para aquellas situaciones, tales que, los índices de fiabilidad calculados en las pilas reforzadas dimensionadas con dichos coeficientes, den valores iguales o superiores al índice de fiabilidad objetivo, que en este estudio se ha fijado en $\beta = 3,5$.

Finalmente, la propuesta de coeficientes parciales de seguridad a utilizar es la siguiente:

$$\begin{aligned} \gamma_{cc} &= 1,15 \quad \text{para} \quad t_{\min} \leq t \leq 2 \text{ mm} \\ \gamma_{cc} &= 1,30 \quad \text{para} \quad t > 2 \text{ mm} \end{aligned}$$

ABSTRACT

The continuous deterioration and/or damages caused in the concrete structures during their lifetime, are unavoidable phenomena which the passage of time entails and gets to be an important problem that it has led to the development of new composite materials used for the structural reinforcement. In the case of bridges, the situations in which interventions of reinforcement become necessary can be: structures affected by pathologies which are inherent to problems of durability, wrong projected and/or badly executed structures, structures that have been damaged by external causes (impact of vehicles, fire, earthquake, natural disasters, etc.), structures affected by a change of use or by an increase of the design load, or to support future earthquakes. Opposed to it, the methods of traditional reinforcement such as concrete increased, prestressed exterior and the reinforcement with steel sheets, frequently they have inherent disadvantages like the increase of the weight of the structure, the corrosion of the steel and its high cost of manipulation and positioning. Given these disadvantages, and more specifically referring us to the reinforcement of pillars of bridges, in recent years the use of fibre reinforced polymers (FRP) has increased as an element of confinement of concrete elements subject to compression, due to its excellent mechanical and chemical properties, increasing mainly the resistance and ductility of the concrete pillars.

However, its use still still shows some gaps which demand to continue investigating some of their aspects such as the lack of codes and rules, the lack of experience in the long term behaviour, the susceptibility to the fire, etc. Uncertainties exist in the calculation bases along the dimensioning of this reinforcement, one of them precisely lays in the partial coefficients of safety for the confined concrete that must be to adopted in the design.

For this purpose, the present doctoral thesis tries to contribute knowledge in this field, and more specifically, defining these partial coefficients of safety of the confined concrete for the design of the reinforcement of bridge pillars of reinforced concrete with carbon fibre reinforced polymers (CFRP), by means of calibration process based on structural reliability.

In this sense, firstly, has been compiled all the bibliographical information available mainly referred to two aspects: description of confinement models for confined concrete with CFRP and data obtained from experimental tests for the elaboration of a data base. The confinement models considered in this study related to circular section concrete elements belong to: Mander et al. 1988, Pilakoutas and Mortazavi 1997, Toutanji 1999, Spolestra and Monti 1999,

Eid and Paultre 2008, Teng et al. 2009, Wu and Zhou 2010. Applying the prediction expressions of these models to the experimental data collected in the data base, we obtain as a result the stresses and strains ultimate, and from them, by means of a statistical analysis of theoretical values in respect to experimental values for each single model of confinement, and, after a comparative analysis between the different models we define the model that beste adjustment presents with respect to the experimental data (model of Teng et al. 2009). For this model, the statistical characterization has been performed.

Since it is unlikely to expect that a structural design frame rule may represent all the situations of design, the structural systems and typologies of bridge pillars for which the calibration has been performed in this study, are the bridges of straight section with several spans with reinforced concrete pillars of the type of circular columns. The pillars can be formed by a only fust or by two fusts. This typology of roadway and pillar covers most of the existing bridges in the current communication routes.

In order to define the partial coefficients of safety for the confined concrete γ_{cc} , the calibration has been performed based on structural reliability, for a possible range of solutions of reinforcement with CFRP in the typologies of bridges pillars of the studied structural systems. For such a purpose, the uncertainties related of the variables which intervenc have been taken into consideration, and by means of simulation the variables of strength and stress have been statistically characterized. Once these two variables have been characterized, according to the required levels of structural safety the probability of failure or reliability index for different values of γ_{cc} has been determined. The partial coefficients of safety will be defined for those situations, such that, the reliability indexes calculated in the reinforced pillars dimensioned with such coefficients, give results equal or higher than the objective reliability index, which has been established in $\beta = 3,5$ in this study.

Finally, the proposal of partial coefficients of safety to use is the following:

$$\begin{aligned}\gamma_{cc} &= 1,15 \quad \text{for} \quad t_{min} \leq t \leq 2 \text{ mm} \\ \gamma_{cc} &= 1,30 \quad \text{for} \quad t > 2 \text{ mm}\end{aligned}$$

RESUM

La contínua deterioració i/o danys causats en les estructures de formigó durant la seva vida útil, són fenòmens inevitables que comporta el pas del temps i es convertix en un problema important que ha conduït al desenvolupament de nous materials composts per al reforç estructural. En el cas de ponts, les situacions en les quals es fan necessàries intervencions de reforç poden ser: estructures afectades per patologies inherents a problemes de durabilitat, estructures mal projectades i/o mal executades, estructures que han estat danyades per causes externes (impacte de vehicles, incendi, sisme, desastres naturals, etc.), estructures afectades per un canvi d'ús o per un augment de la càrrega de projecte, o per suportar futurs sismes. Davant tot això, els mètodes de reforç tradicional tals com el recrescut de formigó, post tensat exterior i reforç amb xapes d'acer, freqüentment tenen desavantatges inherents com ara el increment del pes de l'estructura, la corrosió de l'acer i el seu elevat cost de manipulació i col·locació. Davant aquests inconvenients, i més concretament fent esment al reforç de pilars de ponts, en anys recents s'ha incrementat l'ús de polímers reforçats amb fibra (FRP) com a element de confinament d'elements de formigó sotmesos a compressió, a causa de les seves excel·lents propietats mecàniques i químiques, incrementant principalment la resistència i ductilitat de les pilars de formigó.

No obstant això, la seva aplicació presenta encara punts foscos que exigeixen seguir investigant aspectes com la falta de codis i normes, la falta d'experiència en el comportament a llarg termini, la susceptibilitat al foc, etc. Existeixen incerteses a les bases de càlcul durant el dimensionament d'aquest reforç, una d'elles està precisament en els coeficients parcials de seguretat per al formigó confinat que s'han d'adoptar en el disseny.

Per això, la present tesi doctoral pretén aportar coneixements en aquest camp, i més concretament, definint aquests coeficients parcials de seguretat per al formigó confinat per al disseny del reforç de pilars de ponts de formigó armat amb polímers reforçats amb fibres de carboni (CFRP), mitjançant procés de calibratge basat en fiabilitat estructural.

En aquest sentit, primerament, s'han recopilat tota la informació bibliogràfica disponible referida principalment a dos aspectes: descripció de models de confinament per a formigó confinat amb CFRP i dades d'assajos experimentals per a l'elaboració d'una base de dades. Els models de confinament considerats en aquest estudi per a elements de formigó de secció circular són de: Mander et al. 1988, Pilakoutas i Mortazavi 1997, Toutanji 1999, Spolestra i

Monti 1999, Eid i Paultre 2008, Teng et al. 2009, Wu i Zhou 2010. Aplicant les expressions de predicció d'aquests models a les dades experimentals recollides en la base de dades, obtenim com resultat tensions i deformacions últimes, i amb ells, mitjançant una anàlisi estadística de valors teòrics respecte a valors experimentals per a cada model de confinament, i, després d'una anàlisi comparativa entre els diferents models definim el model que millor ajust presenta respecte a les dades experimentals (model de Teng et al. 2009). Per a aquest model, s'ha realitzat la caracterització estadística.

Ates que és poc probable esperar que un format de norma de disseny estructural pugui representar totes les situacions de disseny, els sistemes estructurals i tipologies de pilars de ponts pels quals s'ha realitzat el calibratge en aquest estudi, són els ponts de tram recte de diverses obertures amb pilars de formigó armat tipus columnes circulars. Les pilars poden estar formades per un fust únic o bé per dos fustos. Aquesta tipologia de tauler i de pilar cobreix la major part dels ponts existents en les actuals vies de comunicació.

Per tal de definir els coeficients parcials de seguretat per al formigó confinat γ_{cc} , s'ha realitzat el calibratge basat en fiabilitat estructural, per a un rang possible de solucions de reforç amb CFRP en les tipologies de pilars de ponts dels sistemes estructurals estudiats. Per a això, es tenen en compte les incerteses de les variables que intervenen, i mitjançant simulació es caracteritzen estadísticament les variables de resistència i sol·licitació. Tenint caracteritzades aquestes dues variables, segons els nivells requerits de seguretat estructural es determina la probabilitat de fallada o índex de fiabilitat per a diferents valors de γ_{cc} . Els coeficients parcials de seguretat quedaran definits, per a aquelles situacions, tals que, els índexs de fiabilitat calculats en les pilars reforçades dimensionades amb aquests coeficients donin valors iguals o superiors a l'índex de fiabilitat objectiu, que en aquest estudi s'ha fixat en $\beta = 3,5$.

Finalment, la proposta de coeficients parcials de seguretat a utilitzar és la següent:

$$\begin{aligned}\gamma_{cc} &= 1,15 \quad \text{per a} \quad t_{\min} \leq t \leq 2 \text{ mm} \\ \gamma_{cc} &= 1,30 \quad \text{per a} \quad t > 2 \text{ mm}\end{aligned}$$

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE GENERAL	I
ÍNDICE DE FIGURAS	VI
ÍNDICE DE TABLAS	X

CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS	1
1.1. INTRODUCCIÓN	1
1.2. OBJETIVOS	4
1.2.1. OBJETIVO GENERAL	4
1.2.1. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	4
2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO	6
2.1. INTRODUCCIÓN	6
2.2. MATERIALES COMPUESTOS	8
2.2.1. DEFINICIÓN	8
2.2.2. TIPOS DE FIBRAS	10
Fibra de carbono	10
Fibra de vidrio	13
Fibra de aramida	14
2.2.3. TIPOS DE MATRICES	14
2.2.4. PROCESOS DE FABRICACIÓN DE LOS MATERIALES COMPUESTOS	17
2.2.5. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES COMPUESTOS	19
2.2.5.1. Propiedades físicas	19

2.2.5.2. Propiedades mecánicas.....	20
2.2.5.3. Comportamiento dependiente del tiempo	22
2.2.5.4. Durabilidad.....	24
2.3 APLICACIÓN DE LOS MATERIALES COMPUESTOS COMO REFUERZO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN.....	27
2.3.1 REFUERZO DE ELEMENTOS EN COMPRESIÓN.....	30
2.3.1.1. Métodos de refuerzo.....	30
a) Wrapping.....	31
b) Bobinado automático	32
c) Encamisado con elementos prefabricados.....	32
2.3.2. MECÁNICA DE CONFINAMIENTO.....	34
2.3.2.1. Presión de confinamiento lateral.....	34
2.3.2.2. Respuesta tensión-deformación	36
2.4. CRITERIOS DE SEGURIDAD Y BASES DE DISEÑO	37
2.4.1. CONSIDERACIONES GENERALES	37
<i>Guia ACI 440.2R-08</i>	38
<i>Bulletin 14 de la FIB 2001</i>	41
<i>CNR-DT 200/2004</i>	44
 3. MODELOS DE CONFINAMIENTO	 52
3.1. INTRODUCCIÓN.....	52
3.2. MODELO DE MANDER et al. 1988.....	54
3.2. MODELO DE PILAKOUTAS Y MORTAZAVI 1997	57
3.4. MODELO DE TOUTANJI 1999.....	58
3.5. MODELO DE SPOLESTRA Y MONTI 1999	58
3.6. MODELO DE EID Y PAULTRE 2008	60
3.7. MODELO DE TENG et al. 2009	63
3.7.1. MODELOS PREVIOS. LAM Y TENG 2003, 2007	63
3.7.2. MODELO DE TENG ET AL. 2009	65
3.8. MODELO DE WU Y ZHOU 2010	67
 4. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LOS MODELOS DE CONFINAMIENTO. CARACTERIZACIÓN DE LA INCERTIDUMBRE DEL MODELO	 70
4.1. INTRODUCCIÓN.....	70

4.2. ELABORACIÓN DE LA BASE DE DATOS	71
4.3. ANÁLISIS DE LOS MODELOS DE CONFINAMIENTO	71
4.3.1. CONSIDERACIONES PREVIAS.....	71
4.3.2. EVALUACIÓN DE LOS MODELOS	72
4.4. ANÁLISIS ESTADÍSTICO	88
5. ESTUDIO DE SISTEMAS ESTRUCTURALES Y TIPOLOGÍA DE PILAS DE PUENTE	94
5.1. INTRODUCCIÓN	94
.....	94
5.2. SISTEMAS ESTRUCTURALES DE PUENTES	95
a) puentes viga	95
b) puentes pórtico	95
c) puentes arco	96
d) puentes atirantados y puentes colgantes	97
5.2.1 OTRAS TIPOLOGÍAS	98
Puentes flotantes	98
Puentes móviles.....	98
Puentes trasbordadores	100
5.3 TIPOLOGÍA DE PILAS DE PUENTE.....	101
5.4. DEFINICIÓN DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES Y TIPOLOGÍA DE PILAS DE PUENTES TOMADOS EN ESTUDIO PARA EL PROCESO DE CALIBRACIÓN.....	107
5.4.1. DESCRIPCIÓN DE LOS PUENTES	107
5.4.1.1. Puente viga continua de tres vanos, con tablero losa maciza	107
5.4.1.2. Puente viga continuo de cuatro vanos, con tablero losa aligerada.....	108
5.5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL, DISEÑO Y VERIFICACIÓN EN ELU DE LOS PUENTES	109
5.5.1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	110
5.5.2. DISEÑO DE LAS PILAS DE HORMIGÓN ARMADO.....	114

6. CALIBRACIÓN DE LOS COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD BASADA EN FIABILIDAD ESTRUCTURAL	123
6.1. INTRODUCCIÓN	123
6.2. CONSIDERACIONES PREVIAS EN EL PROCESO DE CALIBRACIÓN	125
6.3. ANÁLISIS DE LA VARIABILIDAD DE “R” EN EL ELEMENTO ESTRUCTURAL.....	128
6.3.1. SIMULACIÓN DE LA RESISTENCIA DE LA PILA.....	129
6.3.1.1. Modelo tensión-deformación para hormigón sin confinar	129
6.3.1.2. Modelo tensión-deformación para el acero pasivo	131
6.3.1.3. Modelo tensión-deformación para hormigón confinado.....	133
6.3.2. PROCESO DE SIMULACIÓN	133
6.4. ANÁLISIS DE LA VARIABILIDAD DE “S” EN EL ELEMENTO ESTRUCTURAL.....	141
6.4.1. ACCIONES PERMANENTES	141
6.4.2. ACCIONES DE TRÁFICO	142
6.4.3. DEFORMACIONES IMPUESTAS	142
6.5. CALIBRACIÓN DE LOS COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD PARA EL HORMIGÓN CONFINADO	145
6.5.1. Proceso de calibración de los coeficientes parciales de seguridad	146
6.6 DEFINICIÓN DE LOS COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD	151
6.7. COMPARACIÓN CON OTRAS NORMATIVAS.....	152
7. CONCLUSIONES	161
8. FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACIÓN	164
9. REFERENCIAS BIBILOGRÁFICAS	166
10. ANEXOS	173

ANEXO A: BASE DE DATOS DE ENSAYOS REALIZADOS PARA HORMIGÓN CONFINADO CON CFRP	173
ANEXO B: DISEÑO A ELU DE LOS PUENTES EN ESTUDIO	178
ANEXO C: DETERMINACIÓN DE ÍNDICES DE FIABILIDAD PARA DIFERENTES ESPESORES DE FIBRA Y COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD	201
ANEXO D: DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE PARCIAL DE SEGURIDAD EQUIVALENTE DE LA FIB CON LOS DE ESTA TESIS	254

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 Material compuesto. a) Reforzados con partículas. b) Reforzados con fibras	9
Fig. 2.2 Ordenamiento hexagonal de los átomos de carbono en capas planas de grafito (Hull D.1987).....	10
Fig. 2.3 Micrografía de barrido electrónico de un tejido de mechas cortadas antes de la infiltración con resina (Hull D. 1987).....	12
Fig. 2.4 Micrografía de barrido electrónico de un tejido de mechas antes de la impregnación con resina (Hull D. 1987)	12
Fig. 2.5 Fotomicrografía de una sección pulida de un laminado de tejido de mechas paralela a un conjunto de fibras (Hull D. 1987)	12
Fig. 2.6 Diagrama tensión-deformación a tracción uniaxial para diferentes FRPs y acero (FIB 2001 Bulletin 14).....	21
Fig. 2.7 Zonas aptas para el refuerzo	28
Fig. 2.8 Ejemplos de aplicaciones del refuerzo.....	29
Fig. 2.9 Ejemplo del proceso de refuerzo de un pilar.....	30
Fig. 2.10 Aplicación de fibra de carbono mediante wrapping	31
Fig. 2.11 Bobinado automático de fibra de carbono	32
Fig. 2.12 Camisas prefabricadas.....	33
Fig. 2.13 Áreas efectivamente confinadas (Campione y Miraglia 2003).....	34
Fig. 2.14 Comportamiento de hormigón confinado y no confinado en sección circular. (Berthet et al.2005)	35
Fig. 2.15 Falla típica de la camisa de FRP en sección rectangular/cuadrado. (Wang 2007)	35
Fig. 2.16 Típicas curvas tensión-deformación de cilindros de hormigón confiando con FRP. (Wu et al. 2005)	36
Fig. 2.17 Modelo tensión-deformación para hormigón confinado con FRP (Lam y Teng 2003a)	40
Fig. 2.18 Curvas tensión-deformación de diseño de los materiales constitutivos en ELU (FIB 2001, Bulletin 14)	42
Fig. 2.19 Datos experimentales para el aumento relativo de la resistencia. (Al-Tersawy et al. 2007)	50
Fig. 2.20 Datos experimentales para el aumento relativo de la deformación. (Al-Tersawy et al. 2007)	50
Fig. 3.1 Ejemplo de rotura en la camisa en una probeta reforzada	54
Fig. 3.2 Modelo tensión-deformación propuesto para hormigón confinado y no confinado (Mander et al. 1988)	55
Fig. 3.3 Modelado del comportamiento de hormigón confinado con acero y con FRP (CFRP y GFRP) (Spoelstra y Monti 1999)	57
Fig. 3.4 Procedimiento de cálculo para la tensión y deformación última de compresión (Spoelstra y Monti 1999)	59
Fig. 3.5 Comportamiento tensión-deformación propuesto para los diferentes materiales	

y la interacción entre ellos (Eid y Paultre 2008)	61
Fig. 4.1 Número de ensayo versus $f'_{cu,exp}/f'_{cu,mod}$. (Modelo de Mander et al 1988)	80
Fig. 4.2 Número de ensayo versus $f'_{cu,exp}/f'_{cu,mod}$. (Modelo de Pilakoutas y Moratazavi 1997) ...	80
Fig. 4.3 Número de ensayo versus $f'_{cu,exp}/f'_{cu,mod}$. (Modelo de Toutanji 1999)	80
Fig. 4.4 Número de ensayo versus $f'_{cu,exp}/f'_{cu,mod}$. (Modelo de Spolestra y Monti 1999)	81
Fig. 4.5 Número de ensayo versus $f'_{cu,exp}/f'_{cu,mod}$. (Modelo de Eid y Paultre 2008)	81
Fig. 4.6 Número de ensayo versus $f'_{cu,exp}/f'_{cu,mod}$. (Modelo de Teng et al. 2009)	81
Fig. 4.7 Número de ensayo versus $f'_{cu,exp}/f'_{cu,mod}$. (Modelo de Wu and Zhou 2010).....	82
Fig. 4.8 Número de ensayo versus $\varepsilon_{cu,exp}/\varepsilon_{cu,mod}$ (Modelo de Mander et al. 1988).....	82
Fig. 4.9 Número de ensayo versus $\varepsilon_{cu,exp}/\varepsilon_{cu,mod}$ (Modelo de Toutanji H. 1999).....	82
Fig. 4.10 Número de ensayo versus $\varepsilon_{cu,exp}/\varepsilon_{cu,mod}$ (Modelo de Spolestra y Monti 1999)	83
Fig. 4.11 Número de ensayo versus $\varepsilon_{cu,exp}/\varepsilon_{cu,mod}$ (Modelo de Spolestra y Monti 1999)	83
Fig. 4.12 Número de ensayo versus $\varepsilon_{cu,exp}/\varepsilon_{cu,mod}$ (Modelo de Teng 2009).....	83
Fig. 4.13 $f'_{cu,exp}$ Versus $f'_{cu,exp}/f'_{cu,mod}$. (Modelo de Mander et al. 1988)	84
Fig. 4.14 $f'_{cu,exp}$ Versus $f'_{cu,exp}/f'_{cu,mod}$. (Modelo de Pilakoutas y Mortazavi 1997)	84
Fig. 4.15 $f'_{cu,exp}$ Versus $f'_{cu,exp}/f'_{cu,mod}$. (Modelo de Toutanji 1999)	84
Fig. 4.16 $f'_{cu,exp}$ Versus $f'_{cu,exp}/f'_{cu,mod}$. (Spolestra y Monti 1999)	85
Fig. 4.17 $f'_{cu,exp}$ Versus $f'_{cu,exp}/f'_{cu,mod}$. (Eid y Paultre 2008).....	85
Fig. 4.18 $f'_{cu,exp}$ Versus $f'_{cu,exp}/f'_{cu,mod}$. (Modelo de Teng et al. 2009)	85
Fig. 4.19 $f'_{cu,exp}$ Versus $f'_{cu,exp}/f'_{cu,mod}$. (Modelo de Wu y Zhou 2010).....	86
Fig. 4.20 $\varepsilon_{cu,exp}$ versus $\varepsilon_{cu,exp}/\varepsilon_{cu,mod}$ (Modelo de Mander et al. 1988).....	86
Fig. 4.21 $\varepsilon_{cu,exp}$ versus $\varepsilon_{cu,exp}/\varepsilon_{cu,mod}$ (Modelo de Toutanji H. 1999)	86
Fig. 4.22 $\varepsilon_{cu,exp}$ versus $\varepsilon_{cu,exp}/\varepsilon_{cu,mod}$ (Modelo de Spolestra y Monti 1999).....	87
Fig. 4.23 $\varepsilon_{cu,exp}$ versus $\varepsilon_{cu,exp}/\varepsilon_{cu,mod}$ (Modelo de Eid y Paultre 2008)	87
Fig. 4.24 $\varepsilon_{cu,exp}$ versus $\varepsilon_{cu,exp}/\varepsilon_{cu,mod}$ (Modelo de Teng et al. 2009).....	87
Fig. 4.25 Función de probabilidad acumulada de una variable Normal estandarizada	93
Fig. 4.26 Representación del par ($f'_{cu,exp}/f'_{cu,mod}; Z_i$) para evaluar el tipo de distribución probabilística.....	93
Fig. 4.27 Representación del par ($\varepsilon_{cu,exp}/\varepsilon_{cu,mod}; Z_i$) para evaluar el tipo de distribución probabilística.....	93
Fig. 5.1 Puentes viga.....	95
Fig. 5.2 Puentes pórtico	95
Fig. 5.3 Puentes arco (de tablero superior).....	96
Fig. 5.4 Puentes arco (de tablero intermedio).....	96
Fig. 5.5 Puente atirantado	97
Fig. 5.6 Puente colgante	97
Fig. 5.6 Puentes flotantes.....	98
Fig. 5.7 Puentes móviles	99
Fig. 5.8 Pilar con columna única (Somenson H. 2005).....	102
Fig. 5.9 Puente recto con columna única. (Somenson H. 2005)	102
Fig. 5.10 Puente de planta curva con columna única. (Somenson H. 2005).....	103
Fig. 5.11 Pilar con columnas múltiples fundado con pilotes (Somenson H. 2005).....	103
Fig. 5.12 Pilar con pilotes-columna (Somenson H. 2005).....	104
Fig. 5.13 Pilar con dos columnas en forma de pórtico transversal (Somenson, H. 2005).....	105
Fig. 5.14 Pilar en forma de pórtico jabalconado (Somenson H. 2005)	105
Fig. 5.15 Pila en forma de pantalla (Somenson H. 2005)	106
Fig. 5.16 Sección transversal (losa maciza)	108
Fig. 5.17 Alzado (Puente continuo tres vanos)	108
Fig. 5.18 Sección transversal (Losa aligerada).....	109
Fig. 5.19 Alzado (Puente continuo cuatro vanos)	109

Fig. 5.20 Aspecto que presentan los diagramas de interacción para el diseño mediante ábacos (Jiménez M. 2009).....	115
Fig. 5.21 Sección resistente (puente tres vanos, losa maciza, pila con fuste único).....	117
Fig. 5.22 Diagrama de interacción M-N (puente tres vanos, losa maciza, pila con fuste único).....	117
Fig. 5.23 Sección resistente (puente tres vanos, losa maciza, pila con dos fustes).....	118
Fig. 5.24 Diagrama de interacción M-N (puente tres vanos, losa maciza, pila con dos fustes).....	118
Fig. 5.25 Sección resistente (puente cuatro vanos, losa aligerada, Pila 1, con fuste único)....	119
Fig. 5.26 Diagrama de interacción M-N (puente cuatro vanos, losa aligerada, Pila 1, con fuste único)	119
Fig. 5.27 Sección resistente (puente cuatro vanos, losa aligerada, Pila 1, con dos fustes).....	120
Fig. 5.28 Diagrama de interacción M-N (puente cuatro vanos, losa aligerada, Pila 1, con dos fustes)	120
Fig. 5.29 Sección resistente (puente cuatro vanos, losa aligerada, Pila 2, con fuste único)....	121
Fig. 5.30 Diagrama de interacción M-N (puente cuatro vanos, losa aligerada, Pila 2, con fuste único).....	121
Fig. 5.31 Sección resistente (puente cuatro vanos, losa aligerada, Pila 2, con dos fustes).....	122
Fig. 5.32 Diagrama de interacción M-N (puente cuatro vanos, losa aligerada, Pila 2, con dos fustes)	122
Fig. 6.1. Resultado típico de la simulación de la resistencia de un miembro en flexocompresión de hormigón armado. (Ellingwood, 1977)	127
Fig. 6.2 Representación gráfica de la caracterización de las variables X_R y X_S	128
Fig. 6.3 Modelo tensión-deformación propuesto para hormigón confinado y no confinado	130
Fig. 6.4 Curva tensión-deformación del hormigón sin confinar correspondiente a la resistencia característica	131
Fig. 6.5 Curva tensión-deformación del acero pasivo. (Caltrans, 2010).....	131
Fig. 6.6 Curva tensión-deformación del acero de armar, correspondiente a la resistencia característica	132
Fig. 6.7 Curvas de interacción M-N en la simulación de X_R y recta según $(M_d; N_d)$. (La familia de curvas solapadas representan las 50 curvas, no representadas todas por la claridad de la figura)	135
Fig. 6.8 Gráfico de la resistencia Vs $Z_i = \Phi^{-1}(P_i)$	137
Fig. 6.9 Curvas de interacción M-N en la simulación de R y recta de análisis con acercamiento a la compresión pura. (Al igual que en la fig. 6.7, la familia de curvas solapadas representa las 50 curvas no representadas todas por la claridad de la figura)	138
Fig. 6.10 Gráficos de la resistencia Vs $Z_i = \Phi^{-1}(P_i)$	140
Fig. 6.11 Gráfico Espesor t (mm) vs Coeficiente parcial de seguridad γ_{cc} (Puente 3 vanos, losa maciza, con fuste único).....	148
Fig. 6.12 Gráfico Espesor t (mm) vs Coeficiente parcial de seguridad γ_{cc} (Puente 3 vanos, losa maciza, con dos fustes).....	149
Fig. 6.13 Gráfico Espesor t (mm) vs Coeficiente parcial de seguridad γ_{cc} (Puente 4 vanos, losa aligerada, P-1, con fuste único).....	149
Fig. 6.14 Gráfico Espesor t (mm) vs Coeficiente parcial de seguridad γ_{cc} (Puente 4 vanos, losa aligerada, P-1, con dos fustes).....	150
Fig. 6.15 Gráfico Espesor t (mm) vs Coeficiente parcial de seguridad γ_{cc} (Puente 4 vanos, losa aligerada, P-2, con fuste único).....	150
Fig. 6.16 Gráfico Espesor t (mm) vs Coeficiente parcial de seguridad γ_{cc} (Puente 4 vanos, losa aligerada, P-2, con dos fustes).....	151
Fig. 6.17 Curvas de interacción M-N para diferentes espesores de FRP, con γ_f según FIB 2001 (Puente 3 vanos, losa maciza con fuste único)	154

Fig. 6.18 Curvas de interacción M-N para diferentes espesores de FRP, con γ_f según FIB 2001 (Puente 3 vanos, losa maciza con dos fustes)	155
Fig. 6.19 Curvas de interacción M-N para diferentes espesores de FRP, con γ_f según FIB 2001 (Puente 4 vanos, losa aligerada, P-1 con fuste único)	156
Fig. 6.20 Curvas de interacción M-N para diferentes espesores de FRP, con γ_f según FIB 2001 (Puente 4 vanos, losa aligerada, P-1 con dos fustes)	157
Fig. 6.21 Curvas de interacción M-N para diferentes espesores de FRP, con γ_f según FIB 2001 (Puente 4 vanos, losa aligerada, P-2 con fuste único)	158
Fig. 6.22 Curvas de interacción M-N para diferentes espesores de FRP, con γ_f según FIB 2001 (Puente 4 vanos, losa aligerada, P-2 con dos fustes)	159

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Densidades típicas de los materiales FRP, (g/cm^3) (ACI 440.2R-08)	19
Tabla 2.2 Coeficientes típicos de expansión térmica para materiales FRP* (ACI 440.2R-08)	19
Tabla 2.3 Factor de reducción por el tipo de ambiente para varios sistemas de FRP y condiciones de exposición (ACI 440.2R-08)	39
Tabla 2.4 Factor parcial de seguridad del material FRP, γ_f (FIB 2001 Bulletin 14)	42
Tabla 2.5 Valores de k_n para la determinación del valor característico. CNR-DT 200/2004)	45
Tabla 2.6 Factores parciales, γ_m , para materiales y productos (CNR-DT 200/2004).....	46
Tabla 2.7 Factores parciales γ_{Rd} (CNR-DT 200/2004)	46
Tabla 4.1 Resumen de tensiones y deformaciones calculados mediante los modelos propuestos.....	73
Tabla 4.2 Relación entre valores experimentales y teóricos de tensiones y deformaciones	77
Tabla 4.3 Media, desviación típica y coeficiente de variación para los modelos de confinamiento tomados en estudio	88
Tabla 4.4 Media, desviación típica y coeficiente de variación para el modelo de Teng et al. 2009.....	89
Tabla 4.5 Análisis del tipo de distribución probabilística para el modelo de Teng et al. 2009 ...	90
Tabla 5.1 Cargas lineales a aplicar al puente de tres vanos	111
Tabla 5.2 Cargas lineales a aplicar al puente de cuatro vanos	112
Tabla 5.3 Valor característico de las solicitaciones para el puente de tres vanos	113
Tabla 5.4 Valor característico de las solicitaciones para el puente de cuatro vanos	113
Tabla 6.1 Variables aleatorias para la simulación de la resistencia	133
Tabla 6.2 Valores de resistencia en el par de valores (M_i ; N_i) y X_{Ri} , para los 50 datos.....	136
Tabla 6.3 valores estadísticos de la resistencia (según la dirección M_d , N_d).....	138
Tabla 6.4 Valores de resistencia en el par de valores (M_i ; N_i) y X_{Ri} , para la recta con acercamiento a la compresión centrada, para los 50 datos	139
Tabla 6.5 valores estadísticos de la resistencia (según la dirección M_d , N_d)	141
Tabla 6.6 Parámetros estadísticos utilizados en la calibración del Código de Ontario y del Código AASHTO (IETcc – CSIC, 1998)	141
Tabla 6.7 Resumen de los parámetros estadísticos para las solicitaciones	142
Tabla 6.8 Caracterización de la variable S para la pila del puente: 3 vanos, losa maciza (fuste único).....	143
Tabla 6.9 Caracterización de la variable S para la pila del puente: 3 vanos, losa maciza (dos fustes).....	143
Tabla 6.10 Caracterización de la variable S para la pila del puente: 4 vanos, Losa aligerada, P-1 (fuste único).....	144
Tabla 6.11 Caracterización de la variable S para la pila del puente: 4 vanos, Losa aligerada, P-1 (dos fustes)	144
Tabla 6.12 Caracterización de la variable S para la pila del puente: 4 vanos, Losa aligerada, P-2 (fuste único).....	144

Tabla 6.13 Caracterización de la variable S para la pila del puente: 4 vanos, Losa aligerada, P-2 (dos fustes)	145
Tabla 6.14 γ_{cc} para $\beta=3$ y $\beta=3,5$; para diferentes espesores de FRP (Puente 3 vanos, losa maciza, con fuste único).....	148
Tabla 6.15 γ_{cc} para $\beta=3$ y $\beta=3,5$; para diferentes espesores de FRP (Puente 3 vanos, losa maciza, con dos fustes).....	149
Tabla 6.16 γ_{cc} para $\beta=3$ y $\beta=3,5$; para diferentes espesores de FRP (Puente 4 vanos, losa aligerada, P-1, con fuste único).....	149
Tabla 6.17 γ_{cc} para $\beta=3$ y $\beta=3,5$; para diferentes espesores de FRP (Puente 4 vanos, losa aligerada, P-1, con dos fustes).....	150
Tabla 6.18 γ_{cc} para $\beta=3$ y $\beta=3,5$; para diferentes espesores de FRP (Puente 4 vanos, losa aligerada, P-2, con fuste único).....	150
Tabla 6.19 γ_{cc} para $\beta=3$ y $\beta=3,5$; para diferentes espesores de FRP (Puente 4 vanos, losa aligerada, P-2, con dos fustes).....	151
Tabla 6.20 Verificación del índice de fiabilidad para los coeficientes parciales de seguridad propuesto, aplicado a los sistemas estructurales y tipología de pilas estudiados	152
Tabla 6.21 Índice de fiabilidad para diferentes espesores de FRP, con γ_f según FIB 2001 (Puente 3 vanos, losa maciza con fuste único).....	154
Tabla 6.22 Índice de fiabilidad para diferentes espesores de FRP, con γ_f según FIB 2001 (Puente 3 vanos, losa maciza con dos fustes).....	155
Tabla 6.23 Índice de fiabilidad para diferentes espesores de FRP, con γ_f según FIB 2001 (Puente 4 vanos, losa aligerada, P-1 con fuste único).....	156
Tabla 6.24 Índice de fiabilidad para diferentes espesores de FRP, con γ_f según FIB 2001 (Puente 4 vanos, losa aligerada, P-1 con dos fustes).....	157
Tabla 6.25 Índice de fiabilidad para diferentes espesores de FRP, con γ_f según FIB 2001 (Puente 4 vanos, losa aligerada, P-2 con fuste único).....	158
Tabla 6.26 Índice de fiabilidad para diferentes espesores de FRP, con γ_f según FIB 2001 (Puente 4 vanos, losa aligerada, P-2 dos fustes).....	159
Tabla 6.27 Tabla comparativa del índice de fiabilidad para los coeficientes parciales de seguridad propuesto en esta tesis y los propuestos en la guía de la FIB 2001.....	160

1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

1.1. INTRODUCCIÓN.

El deterioro de las estructuras de hormigón existentes está llegando a ser un problema importante que ha conducido al desarrollo de nuevos materiales compuestos para el refuerzo estructural. La mayoría de trabajos de rehabilitación consiste en reparar viejas estructuras deterioradas, estructuras dañadas por sismos y desastres naturales, y refuerzo de estructuras para soportar futuros sismos o para aumentar la capacidad de carga. Los métodos de refuerzo tradicional, tales como, el recrecido de hormigón, postensado exterior y refuerzo con chapas de acero, han sido un concepto de reparación en los últimos 20 años. Sin embargo, frecuentemente tienen desventajas inherentes. El aumento de peso de la estructura, la corrosión del acero y su elevado costo de manipulación y colocación constituyen las principales desventajas.

Al respecto, en años recientes se ha incrementado el uso de los materiales compuestos o polímeros reforzados con fibra (FRP, por las siglas en inglés *fibre reinforced polymer*) como elemento de confinamiento de elementos de hormigón sometidos a compresión, debido a sus excelentes propiedades mecánicas y químicas de estos materiales. Muchas investigaciones han mostrado que el confinamiento con FRP mejora el comportamiento de columnas sometidas a carga sísmica. En general, Canadá, Japón y EE.UU son los países en los que más se ha avanzado en este campo. En Europa, Suiza, Alemania e Italia han hecho numerosas realizaciones de refuerzo de estructuras, principalmente en puentes y edificios históricos (Recuero et al. 1997).

Los efectos de confinamiento mediante polímeros reforzados con fibras en el comportamiento del hormigón han sido estudiados desde hace algunos años. Muchos estudios teóricos y experimentales han demostrado que ese confinamiento lateral en columnas incrementa

principalmente la resistencia y ductilidad (Katsumata et al. 1987, Priestley et al. 1992, Saadatmanesh et al. 1994, Mirmiran y Shahawy 1997, Karbhari y Gao 1997, Toutanji 1999, Xiao y Wu 2000).

La capacidad última del hormigón confinado, en términos de resistencia a compresión y máxima deformación axial, se relaciona directamente con la presión lateral generada por los mecanismos de confinamiento.

El confinamiento del hormigón con FRP se basa en un mecanismo debido al efecto Poisson. Cuando el hormigón está sometido a compresión axial, se expande lateralmente. Esta extensión es resistida por la camisa de FRP, lo cual proporciona la presión que confina al hormigón. La falla eventual ocurre cuando rompe la camisa de FRP debido a la tensión de tracción en la dirección del aro, como resultado del confinamiento de FRP.

En una columna circular bajo compresión axial, el hormigón está uniformemente confinado por la camisa de FRP. El comportamiento confinado uniformemente en el hormigón se ha estudiado extensivamente, conduciendo a muchos modelos para predecir la resistencia a compresión y el comportamiento tenso-deformacional. Sin embargo, mucho menos se sabe sobre el comportamiento del hormigón en columnas rectangulares confinado con FRP, en las cuales la presión de confinamiento proporcionada por el FRP varía sobre la sección transversal. Para dar mayor eficacia al confinamiento, el redondeo del ángulo recto de las esquinas es generalmente lo más recomendable para mejorar la eficacia del confinamiento en las secciones rectangulares (Mirmiran et al. 1998, Al-Salloum 2006, Wu y Zhou 2010).

Como la falla eventual del hormigón confinado con FRP es por la ruptura de la camisa de FRP, la condición última del hormigón confinado, a menudo se caracteriza por la resistencia a compresión y la deformación última axial, que están íntimamente relacionadas con la deformación última por tracción (o resistencia a la tracción) del FRP. Por consiguiente, una gran cantidad de ensayos experimentales se han desarrollado en probetas cilíndricas para describir el comportamiento tensión-deformación del hormigón confinado con FRP. Ello ha llevado a muchos autores a proponer modelos analíticos que predicen el comportamiento tensión-deformación del hormigón confinado.

A pesar del constante avance en la investigación y mejora de estos materiales compuestos, aún presenta carencias en la aplicación como refuerzo en estructuras de hormigón, si bien se cuenta con algunas guías para el diseño del refuerzo y procedimientos constructivos respecto a este material. Entre ellos, por ejemplo, la guía americana ACI 440.2R-08 “Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures”, el Bulletin 14 de la FIB 2001 “Externally bonded FRP reinforcement for RC structures”, CNR-DT 200/2004: “Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures” y otros. Sin embargo, aún queda mucho por profundizar en

conceptos de diseño y guías prácticas de aplicación de estos materiales compuestos para el refuerzo de estructuras de hormigón.

Una de las lagunas importantes de conocimiento que frenan la aplicación de este tipo de refuerzo es la falta de criterios de seguridad, existe por ello la necesidad de desarrollar métodos y modelos de aplicación directa, que permitan analizar la incertidumbre inherente al refuerzo de estructuras con materiales compuestos a través de un coeficiente de seguridad a aplicar en su dimensionamiento. La fiabilidad de una estructura reforzada con materiales compuestos depende sobremanera del tipo de material compuesto empleado (las características mecánicas de los mismos pueden variar con el tiempo, debido a fenómenos tales como el envejecimiento, etc.), la modelización del elemento, la sollicitación de trabajo, condiciones ambientales a las que se verá sometida, etc., resultando compleja la extrapolación de los criterios de diseño y de los coeficientes de seguridad para los materiales compuestos, requiriéndose un estudio particular y riguroso para cada tipo de material y aplicación del mismo.

Por dicho motivo, el presente estudio pretende aportar conocimientos en este campo, y más concretamente, definiendo coeficientes parciales de seguridad del hormigón confinado para el diseño del refuerzo de pilas de puentes de hormigón armado con polímeros reforzados con fibras de carbono. Para ello, se tiene que seguir una secuencia de estudios, que son desarrollados en los capítulos correspondientes contenidos en esta tesis.

Así, en el capítulo 2 se presenta el estado del conocimiento refiriéndonos en principio a la definición y propiedades de los materiales compuestos, desde el proceso de fabricación componente a componente hasta la obtención del laminado; la aplicación de estos materiales compuestos como refuerzo de elementos en compresión describiendo los métodos de refuerzo y la mecánica de confinamiento; y en la parte final de este capítulo, el estado actual de los criterios de seguridad y bases de diseño para este tipo de refuerzos, las consideraciones generales y consideraciones específicas respecto a la seguridad y diseño que hacen algunas de las guías de diseño con las que se cuenta hoy en día, dentro ello un factor muy importante como son los coeficientes de seguridad para el refuerzo sugeridas por estas guías.

El capítulo 3 está dedicado íntegramente a la definición y descripción de los modelos de confinamiento para elementos circulares de hormigón reforzados con polímeros reforzados con fibras de carbono. Los modelos estudiados son de: Mander et al. 1988, Pilakoutas y Mortazavi 1997, Toutanji 1999, Spolestra y Monti 1999, Eid y Paultre 2008, Teng et al. 2009, Wu y Zhou 2010. Dichos modelos proponen expresiones de predicción explícitas de tensiones y deformaciones últimas.

El capítulo 4 está referido al análisis estadístico de los modelos de confinamiento estudiados en el capítulo anterior. Para ello, primeramente se elaboró una amplia base de datos, recogiendo datos de ensayos realizados para hormigón confinado con CFRP (*Carbon fibre reinforced polymer*). Aplicando las expresiones de predicción de los modelos a estos datos experimentales,

obtuvimos como resultado tensiones y deformaciones últimas, y con ellos, mediante un análisis estadístico de valores teóricos respecto a valores experimentales para cada modelo de confinamiento, y, tras un análisis comparativo entre los diferentes modelos definimos el modelo que mejor ajuste presenta respecto a los datos experimentales (modelo de Teng et al. 2009). Para dicho modelo, se realizó la caracterización estadística, para que posteriormente sea caracterizada y considerado el modelo teórico de confinamiento con su correspondiente fuente de incertidumbre.

En el capítulo 5 se detalla la definición de los sistemas estructurales y tipología de pilas de puentes para los cuales serán calibrados los coeficientes parciales de seguridad, así como el análisis estructural de dichos puentes y el diseño a ELU de rotura por flexocompresión de las pilas, diseñadas para el caso de fuste único y dos fustes.

El capítulo 6 contiene el proceso de calibración de los coeficientes parciales de seguridad, describiendo las incertidumbres de las variables que intervienen, y mediante simulación la caracterización estadística de las variables R y S (resistencia y sollicitación), y de acuerdo a los conceptos de fiabilidad estructural la determinación del índice de fiabilidad, quedando definido los coeficientes parciales de seguridad como aquel valor que dé índices de fiabilidad igual o mayores al índice de fiabilidad objetivo. En la parte final se presenta una comparación y verificación de los nuevos coeficientes parciales de seguridad propuestos en este estudio con los propuestos por las guías de diseño existentes actualmente.

1.2. OBJETIVOS.

1.2.1. OBJETIVO GENERAL.

El objetivo general de esta tesis doctoral es definir coeficientes parciales de seguridad del hormigón confinado para el diseño del refuerzo de pilas de puente de hormigón armado mediante materiales compuestos con fibra de carbono (CFRP). Para ello, primeramente se realizará una caracterización estadística de diferentes modelos de confinamiento del hormigón comprimido mediante estos materiales compuestos. Con ello y con las demás variables que intervienen en la evaluación de la resistencia y sollicitación, se realizará la calibración de los coeficientes parciales de seguridad mediante técnicas de fiabilidad estructural.

1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.

Para llegar a conseguir dicho objetivo general y siguiendo la secuencia de estudios a realizar, se plantean los siguientes objetivos específicos:

- Obtener una recopilación bibliográfica de modelos teóricos de comportamiento de hormigón confinado con materiales compuestos con fibra de carbono (CFRP) para secciones circulares, propuestos por diferentes autores.

- Elaboración de una base de datos donde se recojan los principales ensayos experimentales realizados, procedentes de varias investigaciones realizadas por distintos autores, teniendo en cuenta que esto implicará una heterogeneidad entre ellos en lo que concierne a los datos.

- Mediante los modelos de confinamiento para el hormigón confinado con CFRP, obtener sus valores teóricos de tensiones y deformaciones, para posteriormente hacer un estudio comparativo entre los valores experimentales y los teóricos.

- Definir el modelo de confinamiento que mejor ajuste presente respecto a los valores experimentales, es decir, aquel modelo cuya predicción de sus valores teóricos sean muy próximos o superiores a los valores experimentales para estar del lado de la seguridad.

- Definición estadística de la incertidumbre asociada al modelo que se haya definido en el punto anterior. Dado que se pretende calibrar unos coeficientes parciales de seguridad con métodos basados en la teoría de la fiabilidad estructural, es necesario tener en cuenta todas las posibles fuentes de incertidumbre que puedan afectar a la seguridad global. Una de estas fuentes de incertidumbres está asociada al modelo teórico utilizado.

- Estudio de diferentes sistemas estructurales y tipología de pilas convencionales más utilizadas en la mayoría de puentes de hormigón armado y pretensado. Partiendo del análisis estructural, se obtienen las solicitaciones de diseño y posteriormente se realiza el dimensionamiento a ELU de rotura por flexocompresión de las pilas de hormigón para las distintas situaciones en estudio (pila original, deteriorada y reforzada con CFRP).

- Realizar el análisis de la variabilidad de R y S (variables aleatorias concernientes a la resistencia y sollicitación del elemento estructural en estudio) definiendo sus parámetros estadísticos.

- Calibración de los coeficientes parciales de seguridad, buscando obtener aquéllos que dé índices de fiabilidad iguales o superiores al índice de fiabilidad objetivo, definido en función del nivel de seguridad requerido para el refuerzo.

- Verificar y comparar los coeficientes parciales de seguridad propuestos, con los recomendados por otras guías de diseño. Si bien el formato y procedimiento de cálculo no serán los mismos, se podrá encontrar alguna equivalencia entre ellos.

2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO

2.1. INTRODUCCIÓN.

Para un gran número de estructuras de hormigón existe la necesidad de hacer la rehabilitación o refuerzo debido a un error en el diseño o en la construcción, modificación de las cargas de cálculo, daños causados por factores ambientales o acontecimientos sísmicos, etc. El comportamiento estructural de elementos reforzados con polímeros reforzados con fibras (FRP-fibre reinforced polymer) se han estudiado extensamente sobre las últimas décadas y algunos estudios han dado lugar a las primeras pautas de diseño para el hormigón reforzado. Entre ellos por ejemplo, la guía Americana ACI 440.2R-08 “Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures”, el Bulletin 14 de la FIB 2001 “Externally bonded FRP reinforcement for RC structures”, guía italiana CNR-DT 200/2004 “Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures”.

El interés creciente en sistemas FRP para el refuerzo puede ser atribuido a muchos factores. Aunque las fibras y resinas usadas en sistemas FRP sean relativamente caras comparadas con materiales tradicionales reforzados tal como el hormigón o el acero, los costos del trabajo y los equipos para instalar sistemas FRP son frecuentemente inferiores. Los sistemas de FRP también pueden ser usados en áreas con el acceso limitado donde técnicas tradicionales serían difíciles de poner en práctica.

El uso de los polímeros reforzados con fibras (FRP), entre muchas otras aplicaciones, están en el refuerzo de pilas de puentes y de edificios para conferirles mayor resistencia y ductilidad. Las primeras aplicaciones significativas de refuerzo de pilares con FRP se hicieron en la década de 1980 en zonas sísmicas, ya que un confinamiento adecuado incrementa la ductilidad, pero el confinamiento es también efectivo en zonas no sísmicas donde deba aumentarse la capacidad de carga axial de los pilares. En los últimos años, se ha realizado un importante esfuerzo investigador en este campo al tiempo que crecía en todo el mundo el número de aplicaciones.

Cuando un pilar de hormigón confinado, ya sea con cercos de acero o con una camisa de acero o FRP, se somete a compresión axial, el hormigón se comprime en la dirección de la carga y se expande lateralmente por efecto Poisson. El sistema de confinamiento (acero o FRP) se opone a esta expansión transversal traccionándose lateralmente (dirección de los cercos) y aplicando sobre el núcleo de hormigón una presión de confinamiento, que es la responsable del incremento de la resistencia y la deformación última del hormigón. El refuerzo de FRP no tiene en sí mismo ninguna resistencia a compresión, sino que mediante la acción de confinamiento somete al núcleo de hormigón a un estado triaxial de tensiones que mejora sus propiedades resistentes. La capacidad de carga axial del pilar puede obtenerse por las formulaciones existentes para soportes de hormigón armado tradicional (contribución del hormigón más contribución del acero) pero considerando en el hormigón las propiedades mejoradas por el confinamiento. El análisis de resultados experimentales permite establecer que existe un comportamiento diferente del confinamiento en hormigones de baja y alta resistencia, siendo más notable el efecto de confinamiento en los de baja resistencia.

Numerosos modelos se han desarrollado para estudiar el comportamiento de elementos comprimidos de hormigón confinados con FRP, con más modelos para secciones circulares y relativamente menos para las secciones cuadradas o rectangulares. Casi todos los modelos de resistencia publicados en la literatura se basan en el modelo matemático propuesto por Richart et al. 1928.

Entre los diferentes modelos de tensión-deformación que se han desarrollado para hormigón confinado con polímeros reforzados con fibras (FRP) bajo compresión axial, se los puede clasificar en dos categorías principales: modelos orientados al diseño (e.g.; Fardis y Khalili 1982, Karbhari y Gao 1997, Samaan et al. 1998, Miyauchi et al. 1999, Saafi et al. 1999, Toutanji 1999, Lillistone y Alegre 2000, Xiao y Wu 2000, 2003, Lam y Teng 2003, Berthet et al. 2006, Harajli 2006, Saenz y Pantelides 2007, Wu et al. 2007, Youssef et al. 2007) y modelos orientados al análisis (e.g., Mirmiran y Shahawy 1997, Spoelstra y Monti 1999, Fam y Rizkalla 2001, Chun y Parque 2002, Harries y Kharel 2002, Marques et al. 2004, Binici 2005, Teng et al. 2007a, Jiang y Teng 2007). Los modelos orientados al diseño se definen generalmente con expresiones simples de forma cerrada y son convenientes para utilizar directamente en diseño práctico. Por el contrario, los modelos orientados al análisis generalmente predicen las curvas tensión-deformación usando un procedimiento incremental iterativo, teniendo una mejor capacidad predictiva y son más versátiles que los modelos orientados al diseño.

Además de estudiar los materiales compuestos como tal, y la aplicación de éstos como material de refuerzo en estructuras de hormigón, es muy importante entrar en aspectos sobre las bases de diseño. Se puede ver que, a pesar de los esfuerzos realizados hasta el momento, aún quedan un tanto cortas las aplicaciones de algunas guías de diseño con las que se cuenta actualmente para realizar aplicaciones específicas. Por ello, y como parte de esta tesis, que busca definir mediante calibración coeficientes parciales de seguridad para el diseño del refuerzo de pilas de hormigón,

es también necesario definir conceptos de fiabilidad estructural, como se verá en el desarrollo de este capítulo.

2.2. MATERIALES COMPUESTOS.

En el presente, la industria de la construcción e ingeniería ha empezado a conocer las bondades y ventajas de nuevos materiales estructurales de naturaleza sintética, provenientes de procesos químicos sofisticados; hoy en día conocidos como materiales compuestos. Dichos materiales en un principio sólo eran usados como materiales arquitectónicos o decorativos, pasando después a tener aplicaciones estructurales en construcción, en aeronáutica y posteriormente aplicaciones de reparación tanto estructural como estético, llegando a ser conocidos estos materiales como compuestos estructurales.

Es cada vez más evidente la aplicación de materiales compuestos desde la última década, ya que tiempo atrás, su aplicación era prácticamente inexistente. Las ventajas de estos materiales se hicieron cada vez más evidentes al empezar a aplicarlos en diversas construcciones sometidas a las acciones de ambientes agresivos, plataformas marinas, depósitos, anclajes al terreno, construcciones no conductivas y no magnéticas, refuerzos de estructuras, armaduras pasivas, armaduras activas, cables, recubrimiento de túneles y pasarelas.

Para poder entender y predecir hasta cierto punto el comportamiento de los materiales compuestos es necesario conocerlos un poco más, tanto en las características de los materiales como en el comportamiento de éstos durante su proceso de aplicación, sin necesidad de entrar necesariamente en aspectos muy complejos de ingeniería química.

2.2.1. DEFINICIÓN.

Un material compuesto se define como la unión de dos o más materiales físicamente distintos y separables mecánicamente, en donde la mezcla se hace de tal forma, que la dispersión de un material en el otro pueda hacerse de manera controlada para alcanzar unas propiedades óptimas, obteniendo como resultado un nuevo material con propiedades superiores, y posiblemente únicas en algún aspecto específico, en comparación con los componentes originales por separado.

Los materiales compuestos de FRP están conformados por fibras (carbono, vidrio o aramida, fundamentalmente) y por una matriz orgánica (poliester, vinilester, fenólica o epoxi, básicamente), además pueden contener materiales de relleno y aditivos. Las fibras aportan rigidez y resistencia mientras que la matriz configura geoméricamente el material compuesto, y los materiales de relleno y aditivos son usados como proceso para dar propiedades especiales al producto final. De esta forma el FRP es un material sintético reforzado con fibras.

Las propiedades de un material compuesto dependen de las propiedades de los elementos, geometría, y distribución de las fases.

Uno de los parámetros más importantes es la fracción en volumen o en peso de fibras en el material compuesto. La distribución del refuerzo determina la homogeneidad o uniformidad del sistema del material. Lo más no uniforme es la distribución del refuerzo, lo más heterogéneo causará una alta probabilidad de falla en las áreas débiles. La geometría y orientación del refuerzo afecta la anisotropía del sistema. Las fases del sistema compuesto tienen diferentes funciones que dependen del tipo y aplicación del material compuesto.

En el caso de un material compuesto de bajo o medio comportamiento, el refuerzo es usualmente en forma de fibras cortas o partículas, proporcionando alguna rigidez, pero sólo frente a esfuerzos locales del material (Fig. 2.1). La matriz en cierta forma es el principal elemento que soporta cargas gobernando las propiedades mecánicas del material. En el caso de compuestos estructurales de alto comportamiento, son usualmente reforzados con fibra continua, la cual es la columna vertebral del material que determina la rigidez y refuerzo en la dirección de la fibra y los esfuerzos locales se transfieren de una fibra a otra. La interface a pesar de su corto tamaño, puede jugar un importante rol en controlar el mecanismo de fractura, la fuerza para fracturar y en conjunto el comportamiento, esfuerzo–deformación del material (Rodríguez, J. 2006).

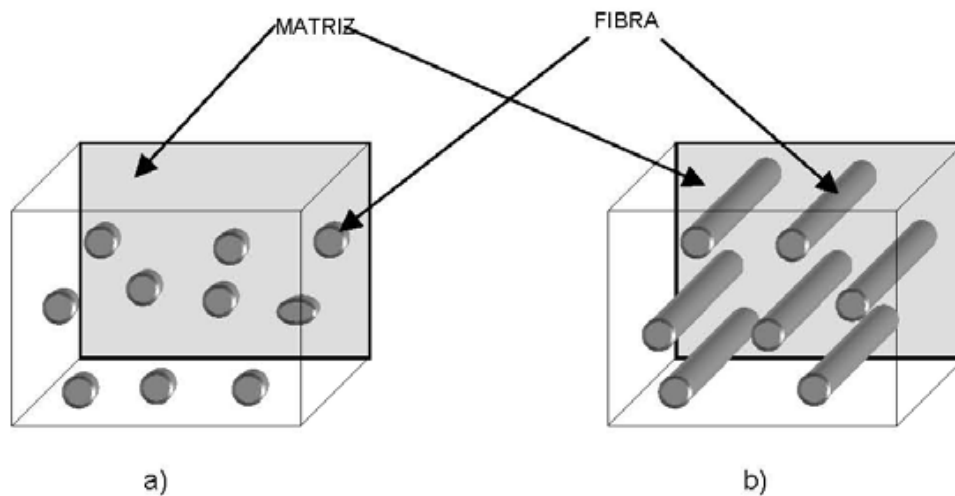


Fig. 2.1 Material compuesto.
 a) Reforzados con partículas.
 b) Reforzados con fibras (Rodríguez, J. 2006)

Una de las ventajas más importantes de los materiales compuestos es, que el alto coste de las materias primas se compensa con el bajo coste del equipamiento y mano de obra en el proceso de preparación, ensamblado, y aplicación de los materiales compuestos directamente en los elementos de hormigón que se pretenda reforzar o reparar según el caso.

Los materiales compuestos pueden operar en ambientes hostiles por grandes periodos de tiempo. Estos materiales tienen grandes periodos de vida bajo fatiga y su mantenimiento y reparación son muy fáciles. Sin embargo, presentan sensibilidad a ambientes higrótermales, donde existen

cambios severos de humedad de la atmósfera, causando daños durante su vida de servicio, y pudiendo crecer los daños internos. Para poder detectar y pronosticar estos posibles daños, se requiere de sofisticadas técnicas no destructivas. Algunas veces es necesaria la aplicación de capas protectoras contra la erosión, el daño superficial y contacto con la luz, principalmente la luz solar, ya que la luz solar es portadora de los rayos ultravioleta, los cuales son causantes de que se rompan las cadenas moleculares de los polímeros. (Rodríguez, J. 2006).

2.2.2. TIPOS DE FIBRAS.

Los principales tipos de fibras son tres:

- Fibras de Carbono
- Fibras de Vidrio
- Fibras de Aramida

Aunque más adelante y de cara al presente estudio, el tipo de fibra considerado y al que se entrará con más detalle son las fibras de carbono.

Fibra de carbono.

Las fibras de carbono de alta resistencia y alto módulo tienen un diámetro de 7 a 8 μm y constan de pequeñas cristalitas de grafito “turbostrático” (una de las formas alotrópicas del carbono) En un monocristal de grafito los átomos de carbono se ordenan en redes hexagonales, como se muestra en la fig. 2.2, que se colocan unas sobre otras. Los átomos de las capas o planos base se mantienen unidos por enlaces covalentes muy fuertes existiendo fuerzas débiles de Van der Waal entre las capas. Esto significa que las unidades de cristal básicas son altamente anisótropas. Para obtener un alto modulo y resistencia los planos de las capas del grafito deben estar orientados paralelamente al eje de la fibra (Hull D. 1987).

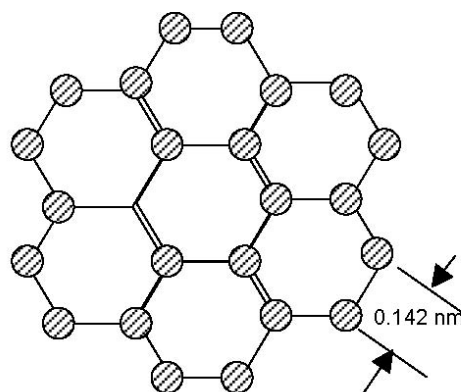


Fig. 2.2 Ordenamiento hexagonal de los átomos de carbono en capas planas de grafito (Hull D. 1987).

El módulo de elasticidad de las fibras de carbono depende del grado de perfección de la orientación, la cual varía considerablemente con las condiciones y proceso de fabricación. Las imperfecciones en orientación dan como resultado, huecos de forma compleja, alargados y paralelos al eje de la fibra. Estos actúan como puntos de concentración de tensiones y puntos débiles que llevan a la reducción de las propiedades. Otras causas de debilidad, que se asocian a menudo al proceso de fabricación, incluyen las picaduras y las macrocristalitas (Hull D. 1987).

La fibra de carbono se fabrica mediante pirólisis controlada y ciclización de precursores de cierta fibra orgánica, el más común de los cuales es el poliacrilonitrilo (PAN) y el precursor MPP; el primero es una fibra sintética y el segundo se obtiene de la destilación destructiva del carbón. El proceso de fabricación de fibra de carbono consiste en una secuencia de procedimientos: estabilización, carbonización, grafitización y tratamiento de superficie. En el primer paso de la fabricación de la fibra de PAN (estabilización), un filamento de copolímero de poliacrilonitrilo (PAN) es estirado y pasado a través de un horno de oxidación a baja temperatura para adquirir estabilidad dimensional. Este paso suele denominarse infusible. En el siguiente paso de carbonización la estructura interna del polímero se convierte a una temperatura más alta (800 °C bajo una atmósfera inerte) en lazos de anillos Hexagonales de carbono continuo. Durante el período de calentamiento, muchos elementos diferentes del carbono desaparecen y los cristales de carbono se orientan a lo largo de toda la longitud de la fibra. En el siguiente tratamiento de calentamiento a más altas temperaturas, por encima de 2000 °C (grafitización), el tamaño de los cristales de carbono aumenta y mejora la orientación de los cristales de la fibra. Finalmente, la fibra pasa a través de una cámara de tratamiento de superficie para mejorarla adhesión de la fibra. Los pasos de procesamiento para la fibra base son similares, salvo en el paso inicial, en el que la fibra se derrite en forma de masa a partir de hilos procesados isotrópicos o anisotrópicos. El tamaño y orientación de los cristales, la porosidad de la fibra y su impureza son los principales factores que afectan a las propiedades físicas finales del filamento (Zambrano, J. 2007).

Los filamentos de fibra de carbono tienen un diámetro típico que oscila entre 5 y 8 μm y están combinados en mechas que contienen 5000 y 12000 filamentos. Estas mechas pueden retorcerse en hilos y formar tejidos (Zambrano, J. 2007).

Cuando el tratamiento de calentamiento para la fibra de carbono aumenta, el módulo de elasticidad crece exponencialmente a lo largo de todo el rango de temperatura; el motivo para esto es que la cristalinidad de la fibra aumenta hasta un valor máximo hacia los 1600 °C y entonces cae hasta un valor constante, mientras la temperatura sube hasta el valor más alto utilizado. A partir de las temperaturas del tratamiento de calentamiento, se han identificado tres tipos diferentes de fibra de carbono (Zambrano, J. 2007):

La fibra de carbono Tipo 1 es la más rígida y requiere la mayor temperatura en el tratamiento.

La Tipo 2 es la más fuerte y se carboniza a la temperatura que proporciona la mayor resistencia tensil.

La Tipo 3 es la más barata; la rigidez es menor que en las anteriores pero la resistencia es buena. Este tipo tiene la temperatura más baja en el tratamiento.

Existen varias presentaciones de laminados de fibras de carbono, tales como fibras orientadas en forma unidireccional; fibras agrupadas en grupos de mechas, donde las mechas pueden orientarse en forma aleatoria (fig. 2.3) ó pueden ordenarse como un tejido (fig. 2.4 y 2.5) (Hull 1987)

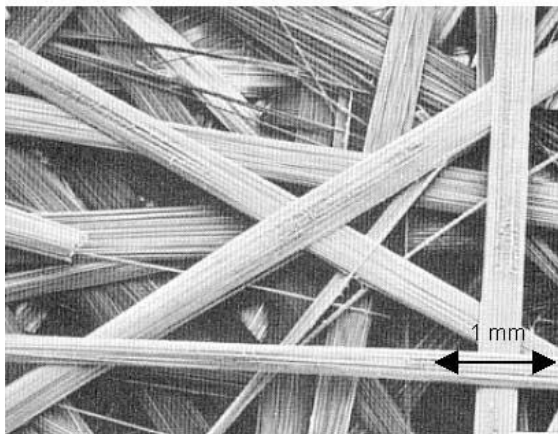


Fig. 2.3 Micrografía de barrido electrónico de un tejido de mechas cortadas antes de la infiltración con resina (Hull D. 1987)

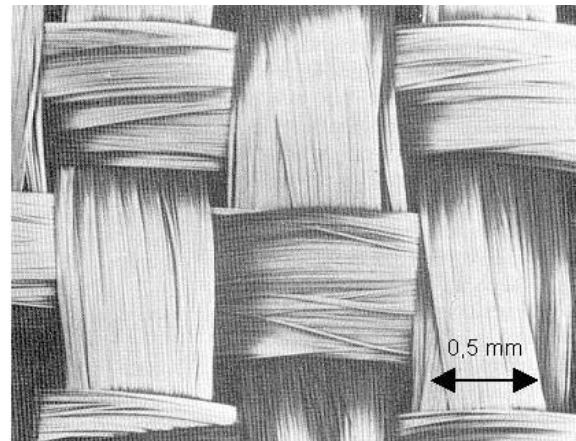


Fig. 2.4 Micrografía de barrido electrónico de un tejido de mechas antes de la impregnación con resina (Hull D. 1987)

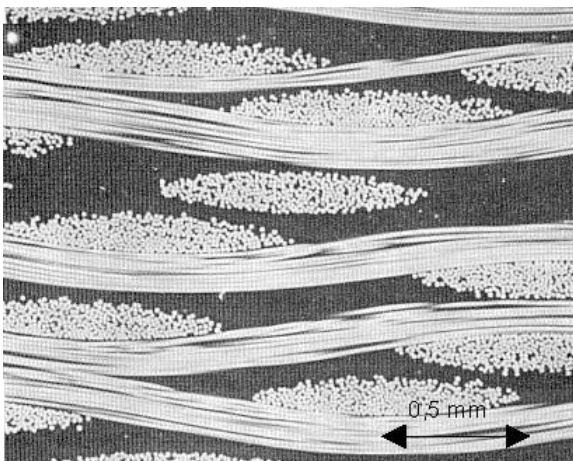


Fig. 2.5 Fotomicrografía de una sección pulida de un laminado de tejido de mechas paralela a un conjunto de fibras (Hull D. 1987).

Los tipos de laminados más comúnmente usados como refuerzo en estructuras de hormigón, son los laminados con fibras unidireccionales y los laminados con mechas en tejido (Hull 1987).

Cuando se habla de un laminado, se está hablando de un conjunto de láminas que bien pueden ser láminas con fibras unidireccionales o láminas con fibras conformadas por tejidos de mechas como se muestra en la fig. 2.4. Las fibras unidireccionales se pueden encontrar en el mercado previamente embebidas en su resina en forma rígida. Los laminados de tejidos de fibra de carbono presentados en el mercado con el acrónimo TFC, se proporcionan en el mercado como un material flexible previo a su colocación y posteriormente embebido en su resina epoxi.

Fibra de vidrio.

Las materias primas básicas con las que se fabrica la fibra de vidrio son: sílice, cal, alúmina y magnesia. A estos constituyentes se añaden, según el tipo de vidrio, dosis extremadamente precisas de ciertos óxidos. El conjunto se llama “composición”. Se tritura finamente y se amasa para conseguir una mezcla homogénea, introduciéndose después en un horno de fusión, con temperaturas alrededor de 1550°C, donde la composición pasa progresivamente al estado líquido.

A continuación, el vidrio en fusión alimenta las hileras. Mantenido a 1250°C, el vidrio se cuela por gravedad a través de placas con aleación de platino y rodio perforadas por varios centenares de orificios de uno o dos milímetros de diámetro. A la salida de las hileras los hilos son estirados mecánicamente a gran velocidad para dar unos filamentos de 5 a 24 micras según las aplicaciones que se les quiera dar (Zambrano, J. 2007).

Inmediatamente después y antes de reunirse para formar el hilo de base, los filamentos son revestidos de una dispersión acuosa de compuestos, generalmente orgánicos, llamada ensimaje, que asegura la unión entre los filamentos y la protección del hilo contra la abrasión, todo ello confiriéndole las propiedades indispensables para transformaciones futuras.

Los hilos destinados al refuerzo de resina reciben un ensimaje plástico que contiene productos filmógenos pegables, antiestáticos, plastificantes y agentes de puente que permiten obtener muy buenas características de puesta en servicio o moldeado, y asegurar una buena compatibilidad vidrio-resina. Los hilos destinados a transformaciones puramente textiles reciben un ensimaje textil, compuesto de agentes suavizantes, pegantes y lubricantes que le confieren el deslizamiento y la resistencia necesarios a la abrasión.

El hilo de vidrio entra seguidamente en la parte final de su transformación, la del acabado: textil o plástico. Los tipos de vidrio utilizados como fibras son (Zambrano, J. 2007):

- Vidrio A: de alto contenido en sílice, se utiliza como reforzante y posee gran resistencia química.
- Vidrio B: de excelentes propiedades eléctricas y gran durabilidad.
- Vidrio ERC: con propiedades eléctricas combinadas con resistencia química.

- Vidrio S: es el más caro. Posee alta resistencia a la tracción y estabilidad térmica y se utiliza en la construcción aeronáutica.
- Vidrio C: de alta resistencia química.
- Vidrio R: de alta resistencia mecánica y módulo de elasticidad.
- Vidrio D: de alto coeficiente dieléctrico.
- Vidrio X: con base de Li_2O por su transparencia a rayos X.

El vidrio en los PRFV es usado de diferentes formas, como (Zambrano, J. 2007):

- Tejido: para conseguir resistencia en dos direcciones.
- Mat: fieltro de hilos continuos o troceados mantenidos por un ligante particularmente adaptado al moldeo.
- Roving: consiste en hilos continuos formando una hebra principalmente utilizada en la técnica de Filament Winding.

El factor más importante que determina la resistencia a la rotura del vidrio es el daño que las fibras experimentan cuando rozan entre sí durante las operaciones del procesado. La aplicación de una capa de ensimaje en una etapa muy temprana de la fabricación ayuda a minimizar este daño.

Fibra de aramida.

Las fibras de aramida son unas fibras orgánicas y sintéticas que tienen un alto grado de cristalinidad. Las cadenas moleculares son alineadas y rigidizadas mediante anillos aromáticos con uniones de hidrógeno. Esta combinación explica su altísima resistencia. Existen dos grados de rigidez: uno tiene un módulo de elasticidad en el rango de 60 GPa y otro de 130 GPa. La fibra de más alto módulo es la que se utiliza en materiales compuestos de matriz termoestable (Zambrano, J. 2007).

La fibra se fabrica normalmente mediante un proceso de extrusión e hilado. Una solución del polímero en un solvente adecuado a una temperatura entre $-50\text{ }^\circ\text{C}$ y $-80\text{ }^\circ\text{C}$ es sometida a extrusión en un cilindro caliente que está a $200\text{ }^\circ\text{C}$; esto provoca la evaporación del solvente y la fibra resultante es enrollada en una bobina. La fibra, entonces, es sometida a un proceso de estiramiento para aumentar sus propiedades de resistencia y rigidez hasta las de la fibra acabada.

Las cuatro principales fibras aramidadas son: Kevlar RI, Kevlar 29, Kevlar 49 y Nomex (Zambrano, J. 2007).

2.2.3. TIPOS DE MATRICES.

El buen funcionamiento del material compuesto se basa en una buena adherencia matriz-fibra. Sin embargo una adherencia excesiva puede dar lugar a un material muy frágil. Esto, unido a la

facilidad de fabricación, hace que los materiales más utilizados sean los de matriz polimérica (polímeros termoplásticos o termoendurecibles).

Los polímeros termoplásticos son los que en el endurecimiento han desarrollado unos enlaces en cadena que hacen que el producto sea muy flexible. Pueden rebasar su temperatura de transición vítrea, reblandeciéndose, y recuperar sus propiedades iniciales una vez se baje de aquella temperatura. Son polímeros termoplásticos el PVC, polietileno, polipropileno, etc. Se llaman polímeros termoendurecibles a aquellos que han desarrollado, durante el endurecimiento, unos enlaces muy fuertes y cruzados, dando lugar a un producto muy resistente. En cambio tienen una temperatura de transición vítrea que, cuando es rebasada, se produce un deterioro irreversible del producto. El procedimiento de curado es importante para alcanzar las propiedades óptimas del polímero. Muchos termoestables pueden polimerizar a temperatura ambiente pero el material suele ser expuesto a una temperatura relativamente alta en un curado final destinado a minimizar cualquier curado posterior y cambios de propiedades durante la vida en servicio. Polímeros termoendurecibles son las resinas epoxi, fenólicas, viniléster, poliéster, etc. (Zambrano, J. 2007).

Para los materiales de tipo estructural las más utilizadas son las resinas epoxi y las de poliéster.

Pueden utilizarse en las resinas rellenos y pigmentos, los primeros principalmente para mejorar las propiedades mecánicas y los segundos para mejorar la apariencia y la protección. Los rellenos como el trihidrato de aluminio pueden ser utilizados para mejorar las características retardadoras de llama, pero es importante que se incorpore la cantidad correcta: si se utiliza en una proporción muy alta pueden aparecer efectos adversos para las propiedades contra el desgaste. Esto sólo es aplicable a materiales compuestos expuestos al aire libre; para aplicaciones internas, donde el agua o los agentes químicos no están en contacto con el polímero, éste no resulta afectado. Los estabilizadores de ultravioletas pueden incorporarse a la resina en el momento de la fabricación y puede aplicarse al material compuesto un revestimiento de superficie de gel-coat para incrementar la protección contra el desgaste (Zambrano, J. 2007).

Resinas epoxi.

Las resinas epoxi son termoendurecibles que contienen en su molécula dos o varias funciones epoxídicas o glicídicas.

La resina epoxi más típica es el diglicidiléster del bisfenol A (DGEBA), que es la más antigua y todavía la más utilizada. Sin embargo, hoy en día los poliepóxidos abarcan un conjunto de resinas basadas en numerosos compuestos distintos del bisfenol A, lo que permite abrir el campo a muy diversas aplicaciones.

En general, las resinas epoxi se presentan en forma líquida más o menos viscosa que puede transformarse en material sólido infusible mediante la acción de endurecedores apropiados. Estos endurecedores pueden ser de dos tipos:

Compuestos que contienen funciones capaces de agregarse al ciclo epóxido durante el proceso de moldeo (endurecedores co-reactivos). Se trata de aminas primarias o secundarias, anhídridos de ácidos o de derivados de la guanidina y se utilizan en proporciones estequiometrías definidas, necesitando aporte térmico durante la transformación.

Compuestos que desencadenan la copolimerización de las resinas (endurecedores catalíticos), que son generalmente ácidos o bases de Lewis. Las resinas epoxi presentan en general las siguientes propiedades específicas (Zambrano, J. 2007):

- Baja retracción.
- Buen comportamiento a temperatura elevada, hasta 180 °C.
- Buena resistencia a los agentes químicos.

Resinas de poliéster.

Son compuestos obtenidos por policondensación de uno o varios glicoles con uno o varios diácidos en los que por lo menos uno de ellos contiene el doble enlace etilénico.

En la práctica, la resina de poliéster insaturada se obtiene por policondensación del anhídrido maleico, anhídrido ftálico y polipropilenglicol. El polímero obtenido es disuelto en estireno. Esta solución puede copolimerizar bajo la acción de radicales libres o por el calor. Para el suministro a los usuarios, la mezcla se estabiliza con inhibidores.

La copolimerización conduce al endurecimiento y se realiza sin eliminación de productos secundarios y sin necesidad de presiones ni de temperaturas elevadas.

La aptitud de la resina para impregnar con facilidad las fibras de vidrio permite la obtención de materiales cuyas características mecánicas y ligereza son muy interesantes con relación a los materiales tradicionales, y han permitido el desarrollo de resinas poliésteres insaturadas en muy numerosas aplicaciones.

La configuración y la composición química de la resina poliéster endurecida determinan sus características y sus propiedades (flexibilidad, dureza, resistencia mecánica, química, térmica, etc.).

Tres tipos de resina de poliéster se utilizan como resina de laminación: el tipo ortoftálico es una resina de utilización general, la isoftálica tiene propiedades superiores de resistencia al desgaste y a los agentes químicos y el tipo de ácido caliente se utiliza como retardador de llama (Zambrano, J. 2007).

2.2.4. PROCESOS DE FABRICACIÓN DE LOS MATERIALES COMPUESTOS.

Los procesos de fabricación de materiales compuestos más utilizados son: contacto, laminado continuo, transferencia de resina, pultrusión y tecnologías textiles (Zambrano, J. 2007).

El **contacto** es el proceso de fabricación más simple y versátil, pero la producción mediante este método es relativamente lenta y la calidad depende de la pericia de los operarios. Tiene la ventaja de una casi completa libertad en la colocación de la fibra y en el corte de la sección transversal. También es fácil fabricar secciones muy delgadas.

El **laminado continuo** es un proceso apropiado para un alto volumen de producción de chapas corrugadas de cualquier longitud pero con un espesor máximo limitado. La transferencia de resina (RTM) es un proceso de molde cerrado apropiado para formas estructurales complejas que requieren un buen comportamiento y buen acabado superficial.

La **pultrusión** es el proceso ideal para piezas que tienen una sección transversal constante, tales como perfiles, celosías, postes, varillas, secciones tubulares y paneles. Mediante esta técnica pueden obtenerse dimensiones precisas, así como una alta resistencia longitudinal y rigidez, existiendo la mayor dificultad en las uniones, que pueden ser atornilladas, remachadas o por adhesivo.

En los últimos años se ha experimentado un auge importante en el desarrollo de **nuevas tecnologías textiles** aplicables a materiales compuestos. Por medio de estas nuevas tecnologías textiles además de conservarse las ventajas derivadas de un buen diseño, aprovechando la anisotropía de las propiedades en el plano de los materiales compuestos tradicionales, se mejoran sustancialmente las propiedades fuera del plano, débiles en los apilamientos tradicionales. El uso de estas tecnologías, tales como el *braiding*, *3D-weaving*, *weft knitting*, *warp knitting* y el cosido multicapa, permite obtener preformas de distintos tipos de fibras continuas como carbono, vidrio o aramida. Estas preformas son cercanas a la forma y su producción es un proceso altamente automatizado que se completa con la impregnación de la preforma mediante inyección de resina.

El trenzado o **braiding** consiste en un proceso de trenzado de múltiples hebras procedentes de bobinas con desplazamiento controlado numéricamente; las hebras se entrelazan formando ángulos que varían entre 10° y 80°, pudiéndose incluir también fibras a 0°. Existen dos tipos de *braiding*, el *2D-braiding* y el *3D-braiding*. Mediante el *2D-braiding* se obtienen estructuras de tipo tubular al trenzar las hebras sobre un mandril correspondiente a la sección que se desea obtener. El *3D-braiding*, a diferencia del bidimensional, incorpora fibras en direcciones perpendiculares a la sección de trenzado, siendo especialmente adecuado para la fabricación de perfiles con secciones tipo C, T, I, etc.; el control numérico de cada una de las bobinas permite gran flexibilidad en los ángulos de orientación de las fibras, con lo que se puede disponer el refuerzo en función de los requerimientos a los que vaya a estar sometido el perfil.

El **3D-weaving** consiste en tejer de forma conjunta varios tejidos bidimensionales, añadiendo a las fibras de urdimbre y trama de esos tejidos 2D nuevas fibras de urdimbre que ligen las distintas láminas entre sí. Las propiedades fuera del plano de este tipo de tejidos son muy superiores a las correspondientes a un laminado equivalente de tejidos convencionales, y se superan los problemas de delaminación que aparecen en los laminados convencionales. Actualmente existe gran interés en mejorar esta tecnología para lograr incorporar, además del refuerzo fuera del plano, fibras orientadas según distintos ángulos con las direcciones de urdimbre y trama. El objetivo es mejorar el comportamiento frente a esfuerzos cortantes en el plano, dado que el comportamiento frente a este tipo de esfuerzos no es óptimo cuando sólo se dispone de fibras en las direcciones de urdimbre y trama.

Weft knitting o tejido entramado es la técnica más usada en la industria de confección textil. Los tejidos se realizan a partir de una única hebra que va formando sucesivas curvas con los movimientos de las agujas. Las diferentes agujas pueden controlarse de manera independiente, consiguiéndose multitud de variaciones en la arquitectura del tejido, que se va formando transversalmente fila a fila. La disposición de las fibras en múltiples curvas confiere al tejido una elevada capacidad de deformación, permitiendo la elaboración de preformas complejas con dobles curvaturas que pueden adaptarse perfectamente al molde, para finalmente, ser convertidas en el componente final tras un proceso de inyección de resina.

Esta disposición del tejido en forma de curvas reduce las propiedades mecánicas finales del tejido, reducción que obedece a motivos geométricos y al daño que se produce en las fibras al curvarlas, daño que es especialmente importante en las fibras de carbono. Así pues, las propiedades en el plano obtenidas en materiales compuestos reforzados con estos tejidos, son inferiores a las obtenidas con laminados convencionales con los mismos porcentajes de fibra, sin embargo su deformación de rotura y por tanto su resistencia a impacto es mucho mayor. Los desarrollos actuales de estas tejedurías se centran en la incorporación al tejido base de fibras rectas en distintas direcciones para mejorar las propiedades mecánicas.

En el **warp-knitting** o tejido en urdimbre, a diferencia del *weft-knitting*, son varias hebras las que se incorporan al tejido. Cada una de esas hebras describe las mismas curvas, realizándose el tejido en dirección longitudinal. El proceso de tejeduría es muy rápido, pero la maquinaria es más cara que en el caso del *weft-knitting*, donde se utilizaba una hebra mientras que ahora hay que alimentar la máquina con cientos de ellas.

Las técnicas de **cosido** posibilitan la unión de múltiples láminas de refuerzo (unidireccionales o tejidos), mejorándose substancialmente, como en el caso del 3D-weaving, el comportamiento frente a esfuerzos de cortadura interlaminar e incluso la resistencia y tolerancia a impacto. Además, el cosido ofrece la posibilidad de unir diferentes preformas con anterioridad a depositarlas en el molde y proceder a la inyección de resina; de este modo se reducen los costes de fabricación al reducirse el número de componentes finales a ensamblar. En los procesos de cosido se produce sin embargo una reducción de las propiedades mecánicas que obedece a varios

factores, como son: ligeros desplazamientos y curvaturas de las fibras de las preformas cosidas en torno a las fibras del cosido, daño en estas mismas fibras ocasionado por las agujas utilizadas en el cosido, y agrietamiento en la matriz en zonas ricas en resina.

2.2.5. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES COMPUESTOS.

Las propiedades físicas y mecánicas de los materiales de FRP presentados en este apartado explican el comportamiento y propiedades que afectan su empleo en estructuras de hormigón. Los efectos de factores como la historia que carga y la duración, la temperatura, y la humedad sobre las propiedades de FRP son discutidos. Los sistemas de refuerzo con FRP vienen en una variedad de formas (wet layup, prepreg, y precured). Factores como el volumen de fibra, el tipo de fibra, tipo de resina, la orientación de fibra, efectos dimensionales, y el control de calidad durante la fabricación, todos desempeñan un papel en el establecimiento de las características de un material FRP. Las características de los materiales descritos en estos apartados son genéricas y no se aplican a todos los productos disponibles en el mercado. Métodos estándar de prueba están siendo desarrollados por varias organizaciones, incluyendo ASTM, ACI, y CSA, para caracterizar ciertos productos FRP. Sin embargo, esta siempre la posibilidad de consultar con el fabricante de sistema FRP para obtener las características relevantes.

2.2.5.1. Propiedades físicas.

Densidad.

Los materiales de FRP tienen la densidad entre los rangos de 1.2 a 2.1 g/cm³, que es cuatro a seis veces más abajo que el de acero (Tabla 2.1). La densidad reducida conduce a bajar gastos de transporte, reduce agregar cargas muertas a la estructura, y alivia el manejo de los materiales sobre el sitio de proyecto (ACI 440.2R-08).

Tabla 2.1 Densidades típicas de los materiales FRP, (g/cm³)
(ACI 440.2R-08)

Acero	GFRP	CFRP	AFRP
7,9	1,2 a 2,1	1,5 a 1,6	1,2 a 1,5

Coefficiente de expansión térmica.

Los fenómenos de expansión térmica crean tensiones internas en el interfaz entre el refuerzo y el hormigón, que podría conducir a dañar y una reducción de la capacidad de adherencia.

Los coeficientes de expansión térmica de materiales unidireccionales FRP varían en las direcciones longitudinales y transversales, dependiendo de los tipos de fibra, resina, y la fracción de volumen de fibra.

En la Tabla 2.2 se muestran los coeficientes longitudinales y transversales de expansión térmica para materiales típicos unidireccionales FRP. Nótese que un coeficiente negativo de expansión térmica indica que los materiales se contraen con el aumento de temperatura y se expanden con la disminución de la temperatura (ACI 440.2R-08).

Tabla 2.2 Coeficientes típicos de expansión térmica para materiales FRP*
(ACI 440.2R-08)

Dirección	Coeficiente de expansión térmica $\times 10^{-6}$ 1/°C				
	Hormigón	Acero	GFRP	CFRP	AFRP
Longitudinal, α_L	7.3 a 10.9	11.7	6 a 10	-1 a 0	-6 a -2
Transversal, α_T	7.3 a 10.9	11.7	19 a 23	22 a 50	60 a 80

* Valores típicos para fracciones de fibra-volumen entre 0,5 a 0,7

Efecto de altas temperaturas.

Más allá del T_g (Temperatura de transición vítrea), el modulo elástico de un polímero es considerablemente reducido debido a cambios en su estructura molecular. El valor de T_g depende del tipo de resina, pero esta normalmente entre 60 a 82 °C. En un material compuesto de FRP, las fibras, que exponen mejores propiedades térmicas que las resinas, pueden seguir soportando alguna carga en la dirección longitudinal hasta que el umbral de temperaturas de las fibras sea alcanzado. Esto puede ocurrir en temperaturas que exceden 1000 °C para fibras de carbón, y 175 °C para fibras de aramida. Las fibras de vidrio son capaces de resistir temperaturas superiores a 275 °C.

Para aplicaciones de adherencia crítica de sistemas FRP, las propiedades del polímero en el interfaz fibra hormigón son esenciales en el mantenimiento de la adherencia entre FRP y hormigón. En una temperatura cerca de su T_g , sin embargo, las propiedades mecánicas de los polímeros son considerablemente reducidas, y el polímero comienza a perder su capacidad de transferir tensiones (ACI 440.2R-08).

2.2.5.2. Propiedades mecánicas.

Una de las propiedades más importantes de estos materiales sin duda es su resistencia, para una combinación de fibras y resina dadas, existen dos parámetros adicionales que afectan significativamente la resistencia del material compuesto. Estos parámetros son el porcentaje del volumen de fibras y la orientación de las fibras. El porcentaje volumétrico de fibras, es el porcentaje del volumen del material compuesto que es ocupado por las fibras.

Comportamiento a tracción.

Cuando es cargado en tensión directa, los materiales unidireccionales FRP no exponen ningún comportamiento plástico antes de la ruptura. El comportamiento a tracción de los materiales FRP consistentes en un tipo de material de fibra es caracterizado por una relación tensión-deformación elástico lineal hasta la rotura, que es repentino y frágil, como se ve en la fig. 2.6.

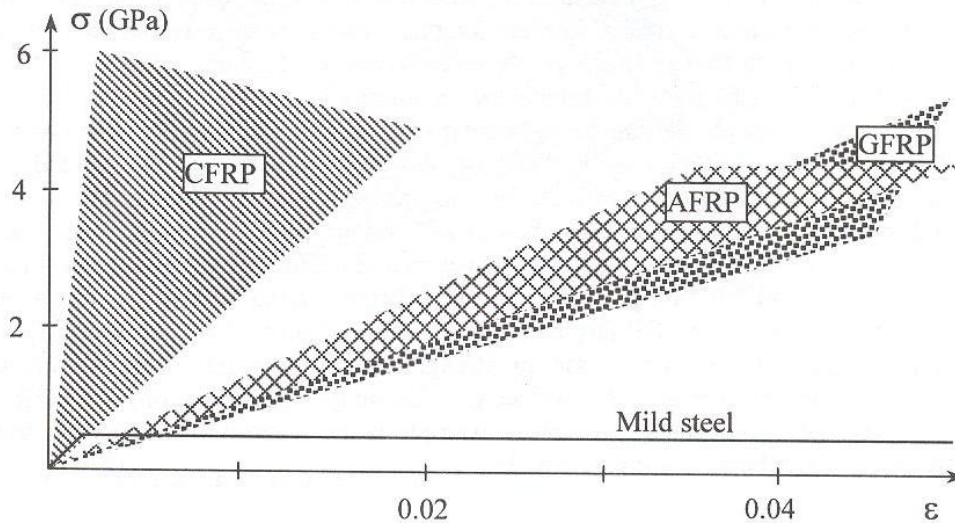


Fig. 2.6 Diagrama tensión-deformación a tracción uniaxial para diferentes FRPs y acero (FIB 2001, Bulletin 14)

La resistencia a tracción y la rigidez de un material FRP son dependientes de varios factores. Porque las fibras en un material FRP son los componentes principales que llevan la carga, el tipo de fibra, la orientación de fibras, la cantidad de fibras, y el método y condiciones en las cuales el compuesto es producido afectan las propiedades a tracción del material FRP. Debido al papel primario de las fibras y los métodos de uso, las propiedades de un sistema de reparación de FRP a veces están basadas en el área neta de la fibra. En otros casos, como en laminados precurados, las propiedades están basadas en el área de la sección de lámina (ACI 440.2R-08).

Comportamiento a compresión.

La resistencia a compresión de FRP es inferior que la resistencia a tracción debido al abrochamiento de las fibras o a la división transversal de la matriz, entonces no es recomendado retransmitir sobre esta clase de compuestos para resistir tensiones de compresión.

Ciertamente en algunos casos la resistencia a compresión transversal es mayor que la resistencia a tracción transversal para un sistema unidireccional. La resina por si sola es más resistente a compresión que a tracción, además, las fibras pueden suministrar resistencia significativa a cargas transversales de tracción. La resistencia a compresión transversal es también típicamente menor que la resistencia longitudinal a compresión.

Los materiales compuestos basados en fibras de aramida tienen una resistencia a compresión mucho menor que la resistencia a tracción, debido a que las fibras en la aramida tienen una estructura parecida a una cuerda y está compuesta por fibras mucho más pequeñas originando como consecuencia una resistencia longitudinal a compresión muy baja.

2.2.5.3. Comportamiento dependiente del tiempo.

Fluencia.

La fluencia expresa el comportamiento visco-elástico del material. En el caso de materiales compuestos, es posible distinguir entre fluencia debida al esfuerzo axial en las láminas y fluencia interlaminar. En los casos habituales de refuerzo con fibra de carbono ambos tipos de fluencia son muy pequeñas bajo las cargas permanentes que tienen lugar. Las fibras de carbono, por sí solas, no presentan fluencia notable o pérdida de tensión como resultado de la relajación, bajo los niveles de carga mantenida predominantes en estado de servicio. En contraste, la matriz de resina epoxi es un material visco-elástico aunque se puede considerar que la matriz de resina utilizada es elástico-lineal hasta un valor de la deformación por tracción de 20% (valor que está muy por encima de los valores que se van a presentar en la práctica). Todo esto justifica que se pueda considerar que no exista fluencia significativa en los laminados de fibra de carbono encolados mediante resina epoxi utilizado habitualmente como refuerzo de estructuras.

Sin embargo, la fluencia puede ocurrir a temperatura ambiente para muchos materiales compuestos. La parte que sufre la fluencia en el compuesto generalmente es la resina. Las fibras de carbono y de vidrio no fluyen significativamente a temperatura ambiente. La fluencia está en función de la tensión, de la orientación de las fibras, del porcentaje volumétrico de fibras y de la ductilidad de la resina aplicada. La orientación de las fibras es muy importante porque cuantas más fibras estén alineadas en dirección de la carga, la tensión será menor en la resina. Cuanta más alta es la concentración de fibras (en cualquier orientación), más bajo será la proporción de fluencia, debido a que hay menos resina disponible a deformar. Una resina dúctil fluirá más que una más frágil. De cualquier forma, la fluencia y la relajación no son generalmente un problema con resinas termoendurecidas como la epoxi, pero pueden originar un problema cuando se utilicen materiales termoplásticos de alta ductilidad (Alarcón, A. 2002).

Relajación.

Para que un material relaje, debe primero haberse deformado. La cantidad de relajación está en relación con la tensión inicial aplicada, la orientación de las fibras, el porcentaje volumétrico de fibras y la ductilidad de la resina. Una tensión inicial más alta permite que después se presente más relajación en el material. Más fibras orientadas en la dirección de la carga disminuirán la fluencia y la relajación potencial. Una resina dúctil se deformará más que una frágil y por tanto habrá más relajación (Alarcón, A. 2002).

Tenacidad.

La tenacidad de un material compuesto está en relación al tipo de fibras, al tipo de resina y al porcentaje volumétrico de fibras. La secuencia de capas en el laminado no parece afectar su tenacidad.

- *Tenacidad de impacto.* Las pruebas de impacto en el sentido tradicional (como las pruebas de Charpy) no se realizan habitualmente en los materiales compuestos. Los materiales compuestos basados en resina epoxi tienen dureza muy baja al impacto. Los materiales termoplásticos tienen una dureza ligeramente superior.

Una prueba de impacto más común, consiste en aplicar una pequeña carga de impacto a la estructura la cual consiga dañarla pero no romperla. El daño interno causado por la carga de impacto cambiará la resistencia y la rigidez del material compuesto. La resistencia a compresión de la estructura se mide después del impacto y se evalúa si se cumplen los requerimientos de la estructura (esta prueba no está estandarizada).

- *Tenacidad de delaminación.* El mecanismo de falla de delaminación es común para este tipo de polímeros. La delaminación es la separación de un material compuesto en sus capas originales. Esto puede ocurrir debido a la vinculación relativamente débil entre capas, por lo que se deberá diseñar el material compuesto de tal forma que se evite esto. La tenacidad de delaminación está en función del tipo de resina y del porcentaje volumétrico de resina. La secuencia de las capas en el laminado no parece afectar a la tenacidad de delaminación. Cuanto más dúctil sea la resina, más alta será su tenacidad, sin embargo, no es una relación lineal, ya que también influye la interfaz resina/fibra. La presencia de fibras también puede influir disminuyendo la zona plástica de la resina disminuyendo la tenacidad del material compuesto.

El porcentaje volumétrico de resina es solamente importante para aquellas resinas de media a alta tenacidad (G_{IC} aproximadamente de 250 J/m^2). Para éstas, si la cantidad de resina se incrementa, la zona plástica también aumentará (habrá menos fibras en la interfaz debido a la expansión de la resina), y por tanto aumentará su tenacidad. Para una resina frágil, la zona plástica no se extiende más allá de la región entre capas rica en resina. Al hacer esta región más grande, no aumentará la zona plástica y la tenacidad global del material compuesto no se incrementará.

Otro parámetro importante es la resistencia de la interfaz resina/fibra. Una resistencia pobre de la interfaz, producirá una tenacidad inferior a la esperada. Las tenacidades típicas de las resinas G_{IC} , están dentro del rango de 200 a $8,000 \text{ J/m}^2$. La tenacidad de delaminación del material compuesto está dentro del rango de 200 a $2,500 \text{ J/m}^2$, comparado con la del acero A36 que tiene un valor aproximado de $13,000 \text{ J/m}^2$.

Un problema con los laminados concierne a las juntas entre capas individuales del material compuesto. Se han desarrollado varias técnicas para prevenir la delaminación. Uno de los métodos consiste en utilizar un material más resistente que la resina utilizada para la matriz. Otro método consiste en tener cierto refuerzo de fibras a través del espesor del laminado cosiendo las capas entre ellas (Alarcón, A. 2002).

Fatiga.

La carga de fatiga es la degradación de la rigidez bajo carga repetida que puede ser atribuida al desarrollo y la acumulación de daño microscópico en el material.

Los mecanismos de fatiga los FRP dependen del modo que carga y sobre si la carga es paralela o inclinada a la fibra. A no ser que de las clases o barras de FRP expongan una resistencia de fatiga buena, los CFRP son generalmente pensados a ser el más insensible a cargas de fatiga.

Los materiales compuestos a base de fibra de carbono presentan una elevada resistencia a la fatiga. En multitud de ensayos no se produjo ningún fallo por fatiga y en los ensayos posteriores a tracción no hubo reducción alguna de la resistencia a tracción. Además, si el refuerzo se realiza con laminados de fibra de carbono, la tensión máxima esperada en servicio no superará habitualmente el 20% de la resistencia a corto plazo, por lo que la fatiga del laminado no será condicionante.

2.2.5.4. Durabilidad.

Los FRP representan una nueva clase de materiales. Su durabilidad es la razón principal para su utilización en muchas aplicaciones con una larga vida útil. Sin embargo, cuando una aplicación en específico es contemplada, es esencial conocer no solo las cuestiones y respuestas respecto a la resistencia y rigidez, sino que también la vida útil estimada según las condiciones a las que esté expuesta la estructura.

En general, la vida útil en los componentes de ingeniería civil es difícil de determinar. Existen muchos factores en juego que reducen la vida útil de los materiales, y las características de la mayoría de éstos cambian por la interacción con su entorno a lo largo del tiempo. Por ejemplo, en el caso del acero, la oxidación conduce a la corrosión y la presencia de agua acelera este proceso. ¿Qué es lo que sucede entonces con los FRP bajo unas condiciones de servicio determinadas? Si estos cambios se conocen de antemano se tendrían que tomar en cuenta en el diseño. Así que, para incluir estos cambios en el diseño, será necesario conocer su magnitud y efectos en el comportamiento del FRP.

En un principio también es importante definir cuál es la vida útil de la estructura; eso significa que debe determinarse cuando termina la función eficaz después de su período de servicio. Por ejemplo, algunos materiales, incluyendo los materiales compuestos poliméricos, no fallan bajo

ciertas condiciones de carga de servicio, pero pueden continuar deformándose más allá de un límite aceptable. Así, bajo estas condiciones, la vida útil cesa cuando se excede un límite predeterminado de deformación o de flecha.

Son bien conocidos los mecanismos que controlan la durabilidad de los materiales compuestos. Incluyéndose en éstos: (1) cambios químicos o físicos de la matriz del polímero, (2) pérdida de adherencia o despegue a nivel de la interfaz fibra/matriz, y (3) reducción de la resistencia y del módulo de elasticidad de la fibra. El ambiente juega un papel crucial en la modificación de las características de la matriz en los materiales compuestos poliméricos. Cuando se habla del “ambiente” se refiere tanto al ambiente circundante como a las condiciones de carga, debido a que ambos pueden afectar la durabilidad de los materiales compuestos. Tomando en cuenta el ambiente circundante, se puede constatar que la matriz y las fibras pueden ser afectadas por la humedad, la temperatura, la luz del sol (radiación UV), el ozono, y la presencia de productos químicos que degradan al material compuesto tales como: sales o álcalis (Alarcón, A. 2002).

Las exposiciones repetidas a temperaturas muy altas y bajas (ciclo hielo-deshielo), pueden introducir también algunos cambios. Bajo condiciones en donde se presentan varias repeticiones de ciclos carga-descarga puede aparecer fatiga en los materiales compuestos como en el acero. La carga sostenida durante mucho tiempo puede originar que el material fluya. En este apartado resumiremos brevemente los efectos de varios factores que pueden afectar la durabilidad de los compuestos de FRP.

Sin embargo, es importante observar que debido a la novedad relativa de estos materiales existe un vacío considerable en relación a los datos relacionados con la durabilidad de los compuestos poliméricos. Las investigaciones sistemáticas para predecir la vida de este tipo de materiales en la construcción civil son raras y en muchos casos los datos disponibles no son relevantes para su uso práctico. Además hay falta de representatividad de los ensayos acelerados.

- *Envejecimiento físico de la matriz del polímero.* Uno de los aspectos importantes a considerar en la durabilidad de los materiales compuestos es el papel de la matriz del polímero y sus cambios. El papel principal de la matriz en los materiales compuestos es transferir tensiones entre fibras, proporcionar una barrera contra un ambiente agresivo, y proteger la superficie de las fibras contra la abrasión mecánica. Aunque su papel en la capacidad portante es de menor importancia, tiene una influencia trascendental en la transferencia interlaminar de fuerzas de cizallamiento. Por lo tanto, debe de haber cierta preocupación si la matriz del polímero cambia sus características por sí misma con el tiempo. Es normal que todos los polímeros experimenten un cambio extremadamente lento en su estructura molecular. El ambiente, principalmente la temperatura y la humedad, controla este cambio. Este proceso se conoce como envejecimiento. Lo que sucede es que cuando un polímero se enfría por debajo de la temperatura de cristalización, el material no alcanza el equilibrio termodinámico instantáneo. En lugar de esto, su equilibrio de volumen libre se desarrolla en un cierto plazo, y durante este tiempo las características mecánicas pueden cambiar (Monaghan et al. 1994). Sin embargo, es importante

observar que polímeros con diversas configuraciones moleculares dentro del mismo grupo de polímeros responden de manera diferente al mismo tipo de ambiente. Los efectos del envejecimiento físico son menos severos en los materiales compuestos termoendurecidos que en los termoplásticos. Como resultado del envejecimiento físico, algunos polímeros pueden llegar a ser más rígidos y frágiles, pudiendo tener influencia en las características de la matriz, modificando así la respuesta al cizallamiento y al cortante. Pero en la mayoría de los casos estos efectos no son críticos porque el proceso de transferencia de carga ocurre en última instancia a través de las fibras, y los efectos del envejecimiento en éstas son mínimos. Aunque los cambios físicos causados por el envejecimiento son totalmente reversibles una vez que el material polimérico se calienta sobre su temperatura de cristalización, éste no será aplicable a las estructuras de ingeniería civil, puesto que nunca se alcanzarán la temperatura de cristalización.

- *Influencia de la humedad.* Cuando los compuestos poliméricos se exponen a la humedad del aire o al agua, éstos absorben la humedad por absorción superficial instantánea y difusión. Generalmente la concentración de humedad aumenta con el tiempo hasta alcanzar el punto de saturación (equilibrio), después de varios días de exposición al ambiente húmedo. El periodo para alcanzar el punto de saturación depende del grosor del material compuesto y la temperatura ambiente. El secado puede invertir el proceso, aunque muchas veces no se recuperen las características iniciales. La absorción del agua en los compuestos poliméricos sigue por lo general la ley de difusión de Fick. En realidad, el índice exacto de absorción de humedad depende de varios factores incluyendo: contenido de vacíos, tipo de la fibra, tipo de resina, orientación de la fibra, la temperatura, nivel de tensión, presencia de microfisuras, y gradientes térmicos.

- *Ambiente alcalino.* Al usar compuestos basados en fibra de vidrio en ambientes alcalinos, es esencial asegurarse de que la fibra de vidrio sea resistente a un alto contenido de álcalis, porque la solución alcalina reacciona con las fibras de vidrio formando geles de sílice expansivos. Esta precaución es especialmente importante para el uso de barras de refuerzo en el hormigón fabricadas a partir de fibra de vidrio reforzada. Las barras reforzadas de fibra de vidrio y poliéster, se están utilizando cada vez más como sustitutos de barras de refuerzo en los pavimentos que son degradados al descongelarse la sal de deshielo. Sin embargo, durante la hidratación del hormigón se crea una solución de agua en los poros altamente alcalina (es decir, $\text{PH} > 12$). Esta solución alcalina puede afectar la fibra de vidrio y reducir la durabilidad de las barras. Se considera que las fibras relativamente baratas “E-glass” no tienen resistencia suficiente contra el ataque del álcali.

Se ha observado que las resinas de vinilo proporcionan una barrera eficaz contra el ataque del álcali. La resistencia al ataque del álcali puede también prevenirse diseñando el miembro estructural para bajos niveles de tensión. La fibra de vidrio resistente a los álcalis puede mejorar la durabilidad. Existe una investigación continua en relación a mejorar los efectos a largo plazo de las fibras de vidrio contenidas en una matriz polimérica en ambientes altamente alcalinos. Los resultados de la investigación, mejorarán la durabilidad de los materiales compuestos de FRP en

ambientes alcalinos. Debe observarse también que los compuestos de fibra de carbono y de aramida no son susceptibles a la degradación del ambiente alcalino.

- *Influencia de la radiación ultravioleta (UV)*. El efecto de la luz ultravioleta en compuestos poliméricos es bien sabido. En la exposición prolongada a la luz del sol la matriz puede endurecer y descolorarse. El problema es superado generalmente aplicando una capa resistente a los UV a los materiales compuestos. La mayor preocupación radica en la degradación de FRP tal como la aramida. Un ejemplo de esto se demuestra con la pérdida de resistencia (50%) registrado en tejido de aramida, después de la exposición al sol por un periodo de cinco semanas (Larsson 1988). Sin embargo, solamente la capa externa de la estructura compuesta sufre este tipo de degradación. Así pues, en materiales compuestos con grosores importantes el efecto de la degradación es mínimo. Para las aplicaciones en donde las características superficiales son importantes, se deberán realizar consideraciones especiales para reducir grietas en la superficie debidas a los rayos del sol.

2.3 APLICACIÓN DE LOS MATERIALES COMPUESTOS COMO REFUERZO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN.

El refuerzo de estructuras es una actividad ya tradicional debido a la degradación, actualización a nuevas normativas, cambios de uso, etc. que se ha hecho habitualmente mediante el suplemento con armaduras o perfiles metálicos o recrecidos de hormigón. Estas técnicas presentan algunos problemas como son el aumento del peso propio de la estructura, la disminución de la superficie y/o altura libre, que requieren un tiempo de interrupción elevado y pueden ser susceptibles al deterioro (corrosión) de forma similar a la estructura original.

Estos inconvenientes son solucionados de forma general por las nuevas técnicas del refuerzo con materiales compuestos, aunque su aplicación presenta aún algunos puntos oscuros que fuerzan a seguir investigando como los aspectos de falta de códigos y guías de uso, la falta de experiencia en el comportamiento a largo plazo, la susceptibilidad al fuego y el sabotaje o gamberrismo. El mayor coste de material normalmente es de menor importancia frente a sus múltiples ventajas, sobre todo si se plantea un análisis de coste a lo largo del ciclo de vida (*life-cycle cost*).

El atractivo de los refuerzos con materiales compuestos reside en su alta resistencia a la tracción y durabilidad (resistentes a la corrosión), propiedades muy interesantes frente a los refuerzos tradicionales de platabandas de acero. A esto debemos añadir una alta relación resistencia/peso que proporciona unos materiales muy manejables y fáciles de colocar. Por todo ello, el refuerzo de estructuras de hormigón es el campo de la construcción donde más rápido y con mayor éxito se están aplicando los nuevos materiales compuestos FRP. Los refuerzos con estos materiales se realizan de forma muy rápida, con pocos operarios y con medios auxiliares ligeros, minimizándose las interrupciones del uso de la estructura y las molestias de los usuarios. La aplicación de estos materiales se traduce en un ahorro en coste de mano de obra respecto a los

refuerzos tradicionales, en torno al 40-50%, hecho que compensa con creces el coste de la materia prima y añade la ausencia de mantenimiento requerido.

En el refuerzo de estructuras se utilizan habitualmente fibras de carbono y vidrio. En algunas aplicaciones específicas se utilizan también otras fibras como aramida, o vegetales, minerales, etc. Las fibras de carbono poseen propiedades superiores a las de la fibra de vidrio, pero son bastante más caras. Todas las fibras tienen un comportamiento elástico lineal hasta rotura. Las resinas epoxi, poliéster y viniléster son las matrices más comúnmente utilizadas en los FRP. Se trata de polímeros termoestables con buena resistencia química. En el refuerzo de estructuras, donde la cantidad de material utilizado es pequeña y, por tanto, su precio no es un factor determinante, se emplea mayoritariamente fibra de carbono junto con resina epoxi.

Los FRP se han empleado en el refuerzo de estructuras de hormigón, metálicas, de madera o mamposterías. El interés creciente mostrado internacionalmente por este sistema de reparación queda de manifiesto por las recomendaciones de proyecto y construcción que se están publicando en los últimos años en países y continentes diferentes; estas recomendaciones intentan proporcionar una guía adecuada para su dimensionamiento y aplicación. La mayoría de las aplicaciones han sido sobre estructuras de hormigón armado, y las normas y guías de diseño publicadas se ocupan de estas estructuras (ACI 440.2R-08, FIB 2001 bulletin 14, CNR-DT 200 /2004, CAN/CSA S806-12). Las posibilidades de aplicación son muy variadas, como ejemplo se pueden ver en la Fig. 2.7.

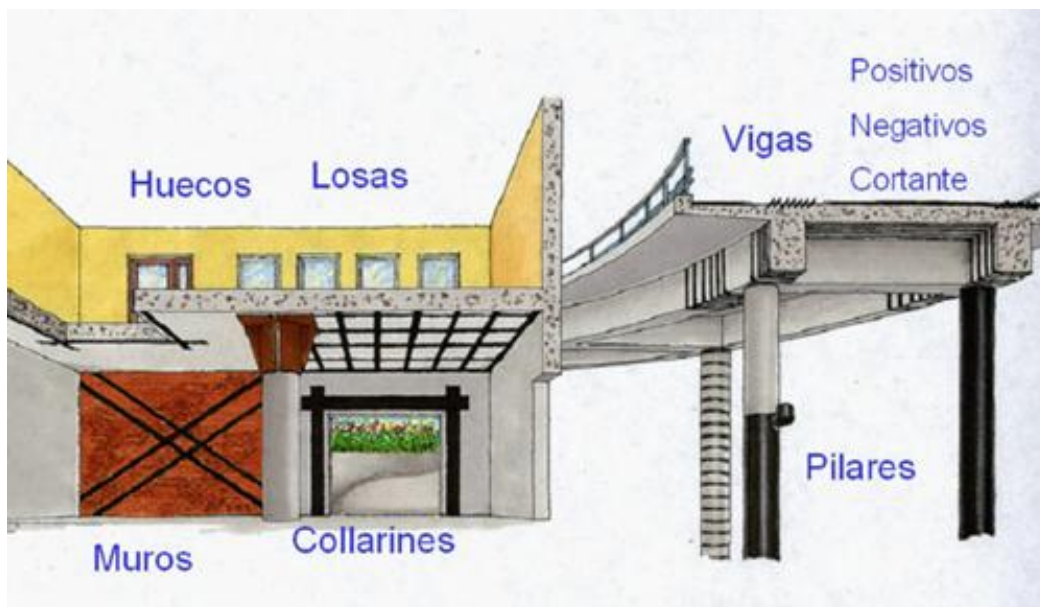


Fig. 2.7 zonas aptas para el refuerzo.

El refuerzo consiste en adherir más o menos externamente sobre la estructura tejidos o laminados de FRP. Los sistemas de refuerzo empleado son varios, la elección depende de la aplicación particular (Fig. 2.8):

- Pegado de un laminado prefabricado: se pega al sustrato de hormigón mediante resina. El laminado suele ser de fibras unidireccionales.
- Colocación en húmedo (wet lay-up): se impregna el sustrato con resina y se colocan capas de tejido.
- Barras o láminas insertadas en el recubrimiento (NSM): se hace una ranura en la superficie donde se inserta el elemento y se rellena con resina.
- La inyección de resina al vacío: el tejido se coloca sobre el elemento cubierto herméticamente. El vacío fuerza a penetrar la resina. Muy preciso, para aplicaciones especiales.



Fig. 2.8 Ejemplos de aplicaciones del refuerzo.

Las guías de cálculo existentes dan las formulaciones adecuadas para cada tipo de refuerzo y recomendaciones generales, como estudiar en cada caso el material y sistema de refuerzo más adecuados, tener en cuenta que en caso de que se produzca el fallo del refuerzo la estructura no debe colapsar o la importancia de considerar el estado de deformaciones de la estructura antes de ser reforzada.

La aplicación debe ser proyectada y ejecutada por personal especializado, prestando atención a la preparación de la superficie donde se adhiere el refuerzo para que esté saneada, limpia y seca. Las partes de hormigón dañadas o deterioradas deben quitarse y rehacer con un hormigón, mortero o resina adecuados. En refuerzos a flexión y a cortante en los que puede ocurrir el fallo por despegue de la lámina de FRP hay que realizar un tratamiento, por ejemplo con chorro de arena, para eliminar la lechada superficial del hormigón.

Como se ha visto hasta ahora, las aplicaciones de los materiales compuestos en el refuerzo de estructuras pueden ser muy diversos, sin embargo, siguiendo los objetivos del presente estudio, al margen de haberlos mencionado todas las aplicaciones en forma general, ahora nos centraremos en el refuerzo de elementos de hormigón en compresión, y más concretamente en el

caso de actuación simultánea de esfuerzo axial y momento flector, como es el caso de las pilas de puentes.

2.3.1 REFUERZO DE ELEMENTOS EN COMPRESIÓN.

Este tipo de refuerzos se realiza para elementos sometidos a compresión (por ejemplo como se muestra en la fig. 2.9) a fin de mejorar su comportamiento frente a sismos (mejorar su ductilidad) o bien aumentar la capacidad portante.

El zunchado con materiales basados en fibra de carbono reduce la expansión lateral del elemento cuando éste está en compresión, llegando a un estado multi-axial de compresión. Un aumento de la capacidad portante de un elemento sometido a compresión es mayor cuanto menor es la ductilidad del refuerzo.



a)



b)



c)



d)

Fig. 2.9 Ejemplo del proceso de refuerzo de un pilar

2.3.1.1. Métodos de refuerzo

Existen varios métodos de refuerzo de pilares con materiales compuestos. En todos ellos la principal dirección de orientación de las fibras es perpendicular al eje del pilar, y la camisa puede

cubrir el pilar totalmente o bien parcialmente en forma de espiral o anillos. Si el sistema de refuerzo empleado incluye parte de las fibras en la dirección longitudinal, éstas no deben de considerarse en el cálculo. Si el FRP se aplica de forma helicoidal, sólo se considera la rigidez de las fibras en la dirección perpendicular al eje.

Atendiendo al modo en el que se fabrica la camisa de refuerzo pueden clasificarse en los tres grupos siguientes:

a) Wrapping.

Con este término en inglés se conoce la técnica que consiste en impregnar en la resina hojas de fibra unidireccional o tejidos y aplicarlos manualmente sobre el pilar envolviendo el perímetro de la sección. También puede hacerse aplicando una capa de resina sobre la superficie del pilar, colocando a continuación sobre ella la fibra seca y finalmente otra capa de resina encima. El material compuesto se forma in situ alrededor del pilar cuando cura la resina (Fig. 2.10).



Fig. 2.10 Aplicación de fibra de carbono mediante wrapping

Este método de confinamiento es el más comúnmente utilizado debido a su facilidad de aplicación y la flexibilidad para adaptarse a distintas geometrías y dimensiones del elemento a reforzar. Las primeras aplicaciones conocidas se realizaron en Japón a mediados de la década de

1980. Es importante asegurar que la longitud de solape en cada capa sea suficiente, normalmente es superior a 200 mm.

b) Bobinado automático

Es similar al método anterior, pero se utiliza una máquina que impregna las fibras continuas en un baño de resina antes de enrollarlas alrededor del pilar fabricando una camisa de espesor, porcentaje de fibras y orientación de las mismas controlados (Fig. 2.11). Se obtiene así una camisa de mayor calidad y con un mayor porcentaje de fibras. Como desventajas hay que señalar que requiere una inversión en la máquina de bobinado y la dificultad para adaptarse a distintas formas de la sección.



Fig. 2.11 Bobinado automático de fibra de carbono

c) Encamisado con elementos prefabricados

La camisa está formada por una o varias piezas prefabricadas que se adaptan a la geometría del pilar, como por ejemplo el que se ve en la Fig. 2.12. Suele fabricarse bien en dos piezas que se

pegan entre sí al colocarlas sobre el pilar, o en una sola pieza con una abertura longitudinal que permite abrirla y envolver el pilar. Para que el confinamiento sea efectivo es esencial que pilar y camisa estén en contacto, lo que se asegura bien pegándola con adhesivos o inyectando un mortero sin retracción en el espacio entre el núcleo de hormigón y la camisa.



Fig. 2.12 Camisas prefabricadas

Con esta técnica el control de calidad de las camisas es mejor, pero el coste de la prefabricación, unido a la limitación en cuanto a formas y tamaños de la sección, hace que esta técnica no esté indicada si no hay que reforzar un número elevado de pilares con la misma geometría. Sí se ha utilizado en algunos casos en pilares cuadrados o rectangulares en los que se quiere modificar la forma de la sección para aumentar la eficacia del confinamiento. Se colocan camisas circulares o elípticas que sirven también como encofrado y se hormigona el espacio entre la sección cuadrada o rectangular original y la camisa.

Como aspectos constructivos comunes a las distintas técnicas hay que destacar la preparación de la superficie de hormigón para que esté saneada, limpia y seca antes de aplicar el material compuesto. Las partes de hormigón dañadas o deterioradas deben quitarse y rehacer con un hormigón, mortero o resina adecuados. En el capítulo 8 de la Guía de diseño elaborada por la FIB Bulletin 14 (2001) se dan indicaciones sobre la preparación de la superficie de hormigón.

En pilares cuadrados o rectangulares, y en general en todas las secciones que presenten esquinas, éstas deben redondearse, por una parte para evitar la rotura de las fibras en las esquinas,

y por otra parte para aumentar la efectividad del confinamiento. Se recomienda un radio de redondeo mínimo de 20 mm. Cuando se forman las camisas con elementos prefabricados, éstos suelen fabricarse con las esquinas redondeadas y con un tamaño ligeramente mayor que el del núcleo de hormigón, con el fin de rellenar después el hueco con mortero o resina.

Tanto si se refuerza mediante wrapping como si se hace con elementos prefabricados, existen normalmente una o más uniones verticales en la camisa de FRP. Estas uniones deben diseñarse y ejecutarse de modo que el fallo de la unión no sea nunca el que provoque el fallo del elemento reforzado, sino que se aproveche en el mayor grado posible la resistencia del FRP. Cuando se aplica el FRP mediante wrapping, al terminar de envolver la sección se continúa en una longitud de solape adicional que sea suficiente. Cuando se utiliza una camisa prefabricada de una sola pieza con una abertura vertical, o bien se fabrica ya la camisa con la longitud de solape apropiada que se pega con adhesivo, o se pega sobre la unión una banda adicional de FRP (en esta banda vertical las fibras han de estar orientadas horizontalmente, en la misma dirección que en la camisa). Se recomienda una longitud de solape mínima de 200 mm y seguir las indicaciones del fabricante.

Por otra parte, las camisas de FRP pueden aplicar el confinamiento activa o pasivamente. En los refuerzos pasivos, que son los más habituales, la presión de confinamiento es resultado únicamente de la reacción de la camisa contra la expansión lateral de la sección transversal del pilar al ser comprimida axialmente. En los refuerzos activos las fibras se ponen en tensión inicialmente, bien pretensándolas al ser envueltas alrededor del pilar o bien inyectando por ejemplo un mortero expansivo entre la camisa y el pilar. La presión de confinamiento comienza a desarrollarse así antes de que ocurra ninguna expansión en el pilar.

2.3.2. MECÁNICA DE CONFINAMIENTO.

A un nivel bajo de deformación longitudinal, se conoce que el hormigón se comporta elásticamente y la deformación transversal está relacionado proporcionalmente a la deformación longitudinal por la relación de Poisson. Asumiendo la compatibilidad de deformaciones, la deformación lateral de las muestras confinadas es igual a la deformación en la camisa de FRP.

2.3.2.1. Presión de confinamiento lateral f_l .

La tensión de confinamiento lateral f_l se produce en el hormigón confinado cuando el miembro es cargado tal que el hormigón comienza a expandirse y se amplía lateralmente. El valor de tal tensión depende de la geometría de la sección transversal (Fig. 2.13) del miembro confinado y las propiedades mecánicas de los materiales que lo confinan.

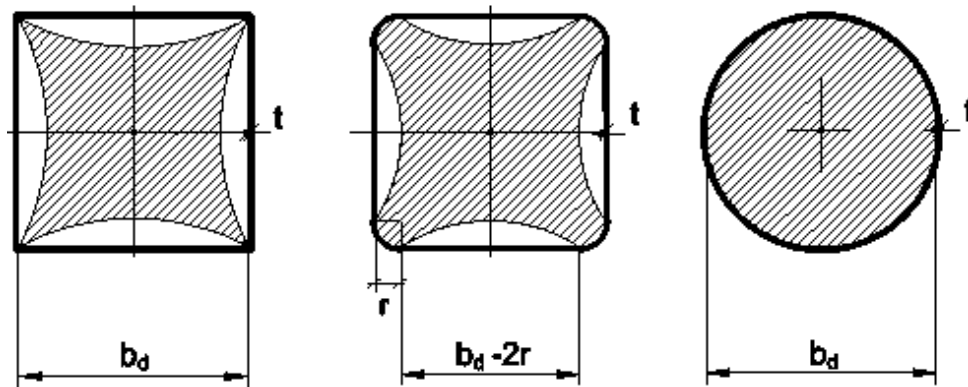


Fig. 2.13 Áreas efectivamente confinadas (Campione y Miraglia 2003).

Por ejemplo, cuando se confina un miembro circular, la camisa de FRP provee una tensión de confinamiento uniforme alrededor del miembro (Fig. 2.14). Por otra parte, el confinamiento a miembros cuadrados o rectangulares tiende a producir una tensión de confinamiento concentrada alrededor de las esquinas de tales miembros. De hecho, todas las columnas cuadradas y rectangulares probadas en estudios fallan por la ruptura de la camisa de FRP que comienza en una de las esquinas, como se observa en la fig. 2.15.



Fig. 2.14 Comportamiento de hormigón confinado y no confinado en sección circular. (Berthet et al.2005)

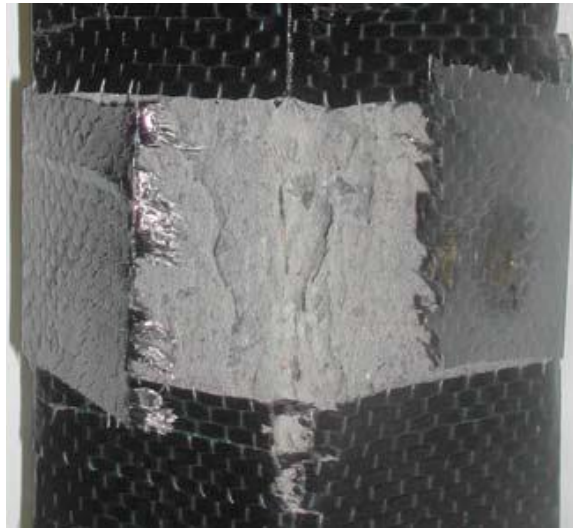


Fig. 2.15 Falla típica de la camisa de FRP en sección rectangular/cuadrado.
(Wang 2007)

2.3.2.2. Respuesta tensión-deformación.

Las curvas típicas de tensión-deformación de cilindros de hormigón confiando con FRP, son como se muestra en la fig. 2.16.

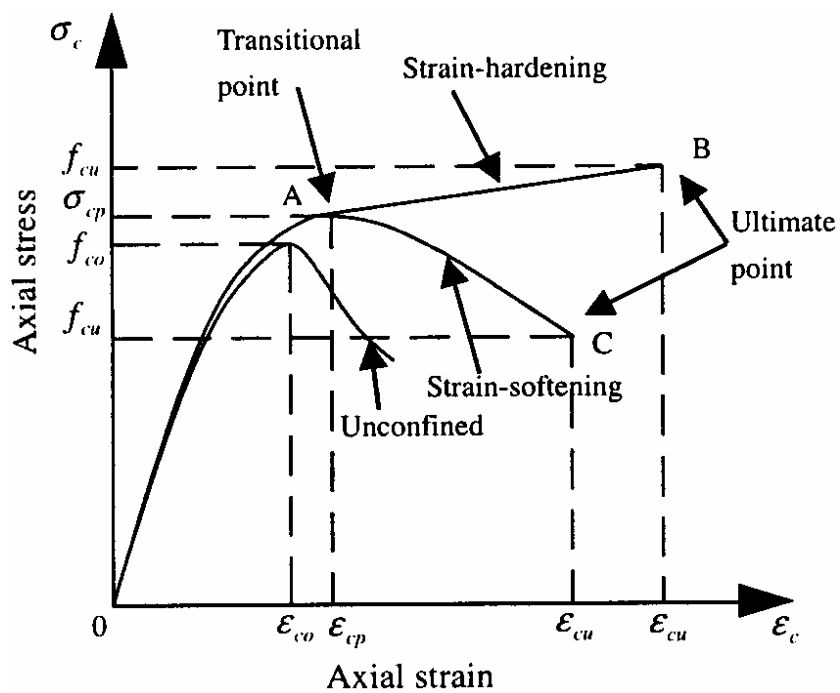


Fig. 2.16 Típicas curvas tensión-deformación de cilindros de hormigón confiando con FRP.
(Wu et al. 2005)

En la primera etapa de carga axial (Fig. 2.16), hasta el valor que está cerca de la resistencia del hormigón no confinado f_{co} , la presión de confinamiento no afectará considerablemente en el comportamiento tensión-deformación del hormigón, y la relación de tensión-deformación sigue una curva similar a las muestras de hormigón sin confinar en compresión (tramo a partir del origen a f_{co}). Ésta es seguida posteriormente por una zona de transición de comportamiento plástico (tramo f_{co} - A). En esta segunda etapa, el confinamiento toma efecto, y las curvas de tensión-deformación se dividen en caminos diferentes y causando un aumento (tramo A-B) o disminución (tramo A-C) en la rama dependiendo de la presión de confinamiento proporcionado

2.4. CRITERIOS DE SEGURIDAD Y BASES DE DISEÑO.

2.4.1. CONSIDERACIONES GENERALES.

El refuerzo de estructuras mediante adhesión de materiales compuestos es una técnica válida para el refuerzo de infinidad de tipologías y naturalezas de soportes. Como recomendaciones generales en el diseño de refuerzos de estructuras con materiales compuestos, podemos destacar las siguientes: evitar el colapso de la estructura en el caso de eliminación del refuerzo, como puede suceder en caso de accidente o vandalismo; contemplar el estado previo de deformaciones en la estructura antes de reforzar para comprobar si existe redistribución de esfuerzos a nivel de estructura y seccional; y estudiar la idoneidad del refuerzo.

El procedimiento de diseño se basa en el cumplimiento de los posibles estados límites de servicio y últimos. Las situaciones de diseño incluyen el uso habitual de la estructura, la situación accidental de producirse una eventual respuesta resistente del elemento y, situaciones excepcionales provocadas por elevadas temperaturas (rasantes movilizadas por gradientes térmicos diferenciales), vibraciones, ambientes químicamente agresivos.

Las verificaciones en ELS verificarán: los estados tensionales en los materiales de la sección (acero sin plastificar y, hormigón y materiales compuestos sin problemas de fluencia); deformaciones y flechas máximas en la estructura, y fisuración del elemento que provoque mermas de respuesta resistente (por deterioro de la adherencia), de apariencia o durabilidad al elemento. Aunque los materiales compuestos desarrollan elevadas tensiones a rotura, éstas se desarrollan para grandes elongaciones (entre 4 y 7 veces la elongación de plastificación del acero). Este comportamiento tensional permite el aprovechamiento de pequeñas cuantías ante situaciones de rotura, donde se movilizan en acero elongaciones elevadas (varias veces el límite elástico), hasta la rotura del material compuesto o, mayormente, el despegue.

La verificación de ELU, propuesta en las distintas guías (y según el código a partir del cual partan: coeficientes de seguridad, etc.), evalúa la respuesta seccional, considerando (con mayor o menor finura, y la correspondiente complejidad) todos los modos de rotura. A grandes rasgos los modos de rotura existentes se diferencian en: plena contribución del refuerzo hasta fallo, por

esquema clásico de la sección, o fallo previo ocasionado por súbita pérdida de colaboración por despegue del refuerzo.

Para satisfacer los requisitos de la seguridad estructural en los elementos reforzados, estos deberán proyectarse, aplicarse, controlarse y mantenerse de forma que se cumplan unos niveles mínimos de fiabilidad para cada una de las exigencias que se establezcan en los criterios generales de diseño de las normativas. Sin embargo, el establecimiento de normativas para este tipo de refuerzo con materiales compuestos, aún se encuentran en desarrollo y actualmente su aplicación están basadas en guías y recomendaciones de diseño como la ACI 440.2R-08, la FIB 2001 Bulletin 14, la guía italiana CNR-DT 200/2004, entre otros; todas ellas apoyadas en sus respectivas normativas de diseño estructural.

La fiabilidad de una estructura reforzada con materiales compuestos depende sobremanera del tipo de material compuesto empleado (las características mecánicas de los mismos pueden variar con el tiempo, debido a fenómenos tales como el envejecimiento, etc.), la modelización del elemento, la sollicitación de trabajo, condiciones ambientales a las que se verá sometida, etc., resultando compleja la extrapolación de los criterios de diseño y de los coeficientes de seguridad para los materiales compuestos, requiriéndose un estudio particular y riguroso para cada tipo de material y aplicación del mismo.

Por ello, a continuación se realizará un análisis de las bases de diseño y los coeficientes de seguridad adoptados en algunas de las guías de diseño existentes en la actualidad, centrándonos más en el refuerzo de elementos de hormigón en compresión.

Guía ACI 440.2R-08.

Las recomendaciones de la ACI 440.2R-08, establecen que el diseño de los sistemas de refuerzo con FRP están basados en el diseño de hormigón armado tradicional indicados en los requerimientos de la ACI 318-05 y el conocimiento del comportamiento mecánico específico del refuerzo de FRP, cumpliendo requerimientos de resistencia y durabilidad, usando factores de carga y resistencia indicados también en la ACI 318-05. Los factores de reducción adicional aplicado a la contribución del refuerzo de FRP, son recomendados por esta guía y reflejan las incertidumbres inherentes a los sistemas FRP.

En la consideración de las propiedades de diseño del material FRP, a menos que se indicara lo contrario, las características de los materiales proporcionadas por los fabricantes, tales como la resistencia última a tracción, no consideran la exposición a largo plazo de acuerdo a las condiciones ambientales y se deben considerar como características iniciales. La exposición a largo plazo en los diversos tipos de ambientes puede reducir las propiedades a tracción y arrastrar hasta la rotura el refuerzo de FRP. Por tanto, las propiedades del material usados en las ecuaciones de diseño deben ser reducidos basados en las condiciones de exposición ambiental.

La resistencia a tracción última de diseño debe ser determinada usando el factor de reducción ambiental dado en la tabla 2.3 para el tipo de fibra apropiado y la condición de exposición.

$$f_{fu} = C_E f_{fu}^* \quad (2.1)$$

Donde:

- f_{fu} Resistencia última a tracción de diseño de la fibra.
- C_E Factor de reducción por el tipo de ambiente.
- f_{fu}^* Resistencia última a tracción proporcionado por el fabricante.

Asimismo, también deben reducirse la deformación última de diseño por condiciones de exposición ambiental.

$$\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon_{fu}^* \quad (2.2)$$

Donde:

- ε_{fu} Deformación última a tracción de la fibra.
- C_E Factor de reducción por el tipo de ambiente.
- ε_{fu}^* Deformación última a tracción proporcionado por el fabricante.

Tabla 2.3 Factor de reducción por el tipo de ambiente para varios sistemas de FRP y condiciones de exposición (ACI 440.2R-08)

Condiciones de exposición	Tipo de fibra	Factor de reducción por el tipo de ambiente C_E
Exposición interior	Carbón	0,95
	Vidrio	0,75
	Aramida	0,85
Exposición exterior (puentes, embarcaderos y otros)	Carbón	0,85
	Vidrio	0,65
	Aramida	0,75
Ambiente agresivo (plantas de productos químicos y plantas de tratamiento de aguas residuales)	Carbón	0,85
	Vidrio	0,50
	Aramida	0,70

La resistencia a compresión axial de un miembro de hormigón confinado con camisa de FRP puede ser calculado según la ACI 318-05 (ecuación 2.3) usando la resistencia del hormigón confinado. La fuerza axial que actúa en un miembro de hormigón confinado con FRP, debe ser calculado mediante los factores de carga igualmente requeridos por la ACI 318-05.

Para miembros con refuerzo transversal en forma espiral, la expresión está dada por:

$$\phi P_n = 0,85\phi [0,85 f'_{cc}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (2.3 a)$$

Para miembros con refuerzo transversal en forma de cercos, la expresión está dada por:

$$\phi P_n = 0,8\phi [0,85 f'_{cc}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (2.3 b)$$

Donde:

- ϕ Factor de seguridad global (en compresión igual a 0,65).
- P_n Carga axial.
- f'_{cc} Resistencia a compresión del hormigón confinado.
- A_g Área total de la sección transversal.
- A_{st} Área de la sección transversal de las barras de acero.
- f_y Límite elástico del acero de armar.

Existen varias modelos que simulan el comportamiento tensión-deformación de secciones en compresión confinados con FRP disponibles en la literatura, de entre ellos el modelo adoptado por esta guía de diseño es el propuesto por Lam y Teng 2003a,b, mostrado en la fig. 2.17.

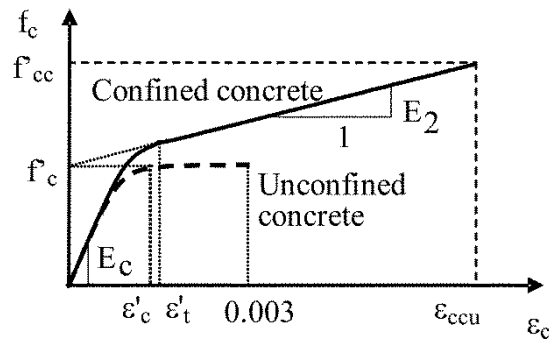


Fig. 2.17 Modelo tensión-deformación para hormigón confinado con FRP (Lam y Teng 2003a)

La resistencia máxima a compresión del hormigón confinado f'_{cc} , y la presión de confinamiento lateral máximo f_l son calculadas mediante las expresiones 2.4 y 2.5, respectivamente, con la inclusión de un factor adicional de reducción debido a la fibra $\Psi_f = 0,95$, valor fijado a juicio de la comisión de redacción de la Norma sin apoyarse en un proceso específico de calibración como el propuesto en esta tesis.

$$f'_{cc} = \Psi_f 3,3 k_a f_l \quad (2.4)$$

Donde:

- f'_{cc} Resistencia máxima a compresión del hormigón confinado.

- Ψ_f Factor de reducción adicional debido a la incertidumbre en las propiedades del refuerzo.
- k_a Factor de eficiencia debido a la geometría de la sección.
- f_l Presión de confinamiento lateral, dado por:

$$f_l = \frac{2 E_f n t_f \varepsilon_{fe}}{D} \quad (2.5)$$

- E_f Módulo de elasticidad de la fibra
- n Numero de capas de fibra.
- t_f Espesor de la capa de fibra.
- D Diámetro de la sección transversal.
- ε_{fe} Deformación efectiva de la fibra, dado por:

$$\varepsilon_{fe} = k_\varepsilon \varepsilon_{fu} \quad (2.6)$$

- k_ε Factor de eficiencia de la deformación de la fibra (puede aproximarse a 0,5)

Por tanto, para el diseño del refuerzo de FRP en elementos en compresión, conociendo todas las variables definidas anteriormente, de la expresión 2.5 se puede obtener n , que es el número de capas de fibra requerido para el refuerzo.

Sin embargo, las expresiones de diseño para el confinamiento con FRP presentados en 2.3, son aplicables cuando la excentricidad presente en el miembro es menor o igual que $0,1h$. Para excentricidades superiores, el diseño estará basado en los diagramas de interacción M-A, siguiendo los criterios descritos anteriormente, mas los correspondientes a la flexión, que también están descritos en esta guía.

Recomendaciones de la FIB 2001 bulletin 14

Según las recomendaciones de la FIB 2001 bulletin 14, las combinaciones de carga y factores parciales de seguridad (factores de carga y factores de material) para los ELU a aplicar, son los especificados en el EC2 (CEN 1991), salvo especificación contraria.

El procedimiento de diseño debe consistir de una verificación de ambos estados, ELU y ELS. Las siguientes situaciones de diseño deben ser considerados:

- Situación persistente, correspondiente al uso normal de la estructura.
- Situación accidental, correspondiente a la pérdida imprevista del refuerzo de FRP (debido por ejemplo al impacto, vandalismo, fuego).

- Consideraciones especiales de diseño (por ejemplo tensión de adherencia debido a los diferentes coeficientes de expansión térmica, resistencia al fuego, resistencia al impacto)

Modelos para los materiales constituyentes y factores parciales de seguridad.

Para la verificación en diseño, pueden ser usados los modelos tensión-deformación y factores de seguridad asociados al material γ_M dados en esta sección, para los coeficientes de carga γ_F y factores de combinación de carga Ψ los dados en EC1 (CEN 1994) y EC2 (CEN 1991). Sin embargo, otros factores de seguridad pueden ser propuestos en el futuro (sujeto a futuras investigaciones)

Los factores de seguridad de los materiales y el comportamiento tensión-deformación para la verificación en ELU, son los siguientes:

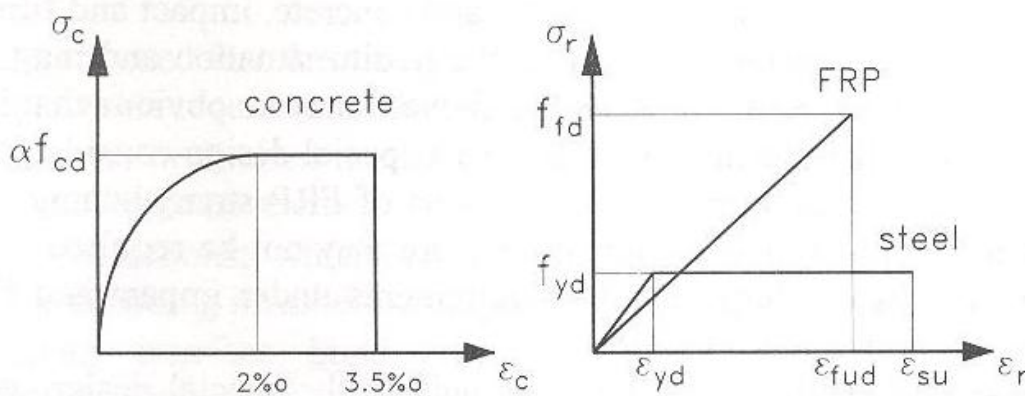


Fig. 2.18 Curvas tensión-deformación de diseño de los materiales constitutivos en ELU (FIB 2001 Bulletin 14)

Tomando como valores de diseño:

$$\text{Resistencia de diseño del hormigón:} \quad f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2.7)$$

$$\text{Resistencia de diseño del acero de armar:} \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (2.8)$$

$$\text{Resistencia de diseño a tracción de la fibra:} \quad f_{fd} = \frac{f_{fk}}{\gamma_f} \frac{\epsilon_{fue}}{\epsilon_{fum}} \quad (2.9)$$

Donde:

- f_{ck} Resistencia característica del hormigón no confinado.
- γ_c Factor parcial de seguridad del hormigón no confinado ($\gamma_c = 1,5$)
- f_{yk} Límite elástico del acero de armar.

- γ_s Factor parcial de seguridad del acero de armar ($\gamma_s = 1,15$)
- f_{yk} Resistencia característica a tracción de la fibra.
- γ_f Factor parcial de seguridad del FRP (Los valores para de γ_f son los sugeridos en la tabla 2.4)
- $\varepsilon_{fue}/\varepsilon_{fum}$ Relación que normalmente es igual a 1.

Tabla 2.4 Factor parcial de seguridad del material FRP, γ_f
(FIB 2001 Bulletin 14)

Tipo de FRP	Aplicación tipo A ⁽¹⁾	Aplicación tipo B ⁽²⁾
CFRP	1,20	1,35
GFRP	1,25	1,45
AFRP	1,30	1,50

⁽¹⁾ Aplicación de soluciones FRP prefabricados bajo condiciones de control de calidad normal.

⁽²⁾ Aplicación de otros sistemas no prefabricados colocados bajo condiciones de control de calidad normal.

Definida la resistencia de diseño de los materiales, el procedimiento de diseño del refuerzo se basa en aplicar los procedimientos especificados en el EC2 (CEN 1991), considerando en este caso la resistencia del hormigón, como la resistencia del hormigón confinado. Para ello, es necesario utilizar un modelo de confinamiento. La guía de la FIB se basa en el modelo de confinamiento de Spolestra y Monti 1999, cuyas ecuaciones de predicción son:

La presión última de confinamiento viene dada por:

$$f_{lu} = \frac{2tf_{ju}}{D} \quad (2.10)$$

Donde:

- t Espesor total de la fibra.
- D Diámetro de la pila.
- f_{ju} Resistencia de diseño de la fibra en la dirección del anillo (aquí esta aplicado el factor parcial de seguridad del FRP).

Los parámetros de la curva tensión-deformación correspondientes a f_{lu} son entonces:

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_{lu}}{f'_{co}}} - 2 \frac{f_{lu}}{f'_{co}} - 1.254 \right) \quad (2.11)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (2.12)$$

Donde:

- f'_{cc} Resistencia del hormigón confinado.
- f'_{co} Resistencia del hormigón no confinado.
- f_{lu} Presión de confinamiento del FRP.
- ε_{cc} Deformación longitudinal del hormigón confinado.
- ε_{co} Deformación longitudinal del hormigón sin confinar.

Guía CNR-DT 200/2004

El diseño con compuestos de FRP debe ser realizado en términos del estado del límite de servicio (ELS) y del estado límite último (ELU), según lo definido por la actual normativa.

Las estructuras y miembros estructurales reforzados con FRP serán diseñados para tener resistencia de diseño, R_d , en todas las secciones al menos igual a la resistencia requerida, E_d , calculado por efecto de las acciones, como lo estipulado en la reglamentación de construcción corriente, debiendo cumplirse la siguiente inequación:

$$E_d \leq R_d \quad (2.13)$$

Los valores de diseño son obtenidos de los valores característicos afectados por factores parciales de seguridad, diferentes para cada estado límite como indicado en la reglamentación de construcción corriente. Los factores parciales específicos para los materiales FRP son indicados más adelante (Tabla 2.5).

Propiedades de los materiales.

Las propiedades de los materiales de FRP que se utilizarán para el refuerzo de estructuras existentes serán determinadas a través de ensayos en laboratorio estandarizados, tales como los indicados en la sección de materiales de esta misma guía.

Las características de los materiales existentes en la estructura a ser reforzada serán obtenidas de ambos, in situ o ensayos en laboratorio y, cuando se tenga disponible, de cualquier fuente de información adicional (por ejemplo documentos originales del proyecto)

Las características de la tensión y deformación de los materiales de FRP usados para reforzar, tan bien como la de los de materiales existentes (a menos que se indicara contrariamente en la normativa actual) son descritas por los valores característicos correspondientes. La derivación del valor característico de una propiedad mecánica a través de ensayos in situ considerará la dispersión de los resultados del ensayo, la incertidumbre estadística asociada al número de ensayos realizados, y al conocimiento estadístico previo.

Para la propiedad genérica de un material FRP, el valor del diseño, X_d , puede ser expresado como sigue:

$$X_d = \eta \frac{X_k}{\gamma_m} \quad (2.14)$$

Donde:

η es un factor de conversión para problemas de diseño especial (apartado 3.5 de CNR-DT 200/2004).

X_k es el valor característico de la propiedad considerada.

γ_m es el factor parcial del material que toma en cuenta el tipo de aplicación (tabla 2.6).

Para la propiedad genérica de los materiales existentes pertenecientes a la estructura a ser reforzada, el valor de diseño X_d puede ser determinado con una serie de ensayos in situ, según la actual normativa (que divide el valor medio por un factor de confianza); alternativamente, la siguiente ecuación puede ser utilizada:

$$X_d = \eta \frac{X_{k(n)}}{\gamma_m} = \frac{\eta}{\gamma_m} m_X (1 - k_n V_X) \quad (2.15)$$

Donde:

$X_{k(n)}$ es el valor característico de la propiedad X resultado del número n de ensayos in situ.

m_X es el valor medio de la propiedad X , resultado del número n de ensayos.

k_n está provisto en la tabla 2.5, como una función del número n .

V_X Coeficiente de variación, puede ser asumido igual a 0,10 para acero, 0,20 para hormigón, y 0,30 para mampostería y madera.

η el factor de conversión es típicamente asumido igual a 0,85 para hormigón y 1,00 para acero, mampostería y madera.

γ_m es el factor parcial del material que toma en cuenta el tipo de aplicación (tabla 2.6).

Tabla 2.5 Valores de k_n para la determinación del valor característico.
(CNR-DT 200/2004)

n	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
k_n	2,31	2,01	1,89	1,83	1,80	1,77	1,74	1,72	1,68	1,67	1,64

Capacidad de diseño

La resistencia de diseño, R_d , puede ser expresada como:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R \{X_{d,i}; \alpha_{d,i}\} \quad (2.16)$$

Donde:

$R \{*\}$ es una función sustituible por el modelo mecánico específico (Flexión, cortante, compresión).

γ_{Rd} es un factor parcial que cubre las incertidumbres del modelo asumido.

$R_{d,i}$ valores de diseño de la resistencias de los materiales.

$\alpha_{d,i}$ valores nominales de los parámetros geométricos implicados en el modelo.

Por lo general, la contribución del FRP al miembro reforzado no puede aumentar su capacidad en más del 60 % que el del miembro no reforzado. Tal limitación no se aplica a cargas excepcionales o sísmicas.

Factores parciales

Factores parciales γ_m para materiales FRP.

Para los estados límites últimos, los valores a ser asignado a los factores parciales γ_m , indicado por γ_f para materiales FRP, son los de la tabla 2.6.

Tabla. 2.6 Factores parciales, γ_m , para materiales y productos
(CNR-DT 200/2004)

Modo de fallo	Factor parcial	Aplicación tipo A ⁽¹⁾	Aplicación tipo B ⁽²⁾
FRP rupture	γ_f	1,10	1,25
FRP debonding	$\gamma_{f,d}$	1,20	1,50

⁽¹⁾ Sistema de refuerzo con certificación de cada componente del material así como el producto final para ser aplicado a un soporte.

⁽²⁾ Sistemas de refuerzo certificados solamente para cada componente.

Para el estado limite de servicio se asigna un valor de $\gamma_m = \gamma_f = 1,0$ a todos los factores parciales.

Factores parciales γ_{Rd} para los modelos de resistencia.

Para los estados límites últimos, los valores asignados a los factores parciales γ_{Rd} son los de la tabla 2.7:

Tabla. 2.7 Factores parciales γ_{Rd} (CNR-DT 200/2004)

Modelo de resistencia	Factor parcial γ_{Rd}
Flexión/ Combinado carga axial y flexión.	1,00
Cortante/Torsión	1,20
Confinamiento	1,10

Analizando las guías de diseño descritos en los apartados anteriores, principalmente en lo que se refiere a los coeficientes parciales de seguridad utilizados para el diseño del refuerzo con FRP, como conclusión podemos decir que los coeficientes parciales de seguridad que se proponen en estas guías son fijadas de manera subjetiva (a juicio de expertos), y no se obtienen a través de un estudio de seguridad estructural.

Además de las guías de diseño analizadas en los apartados anteriores, dentro la literatura encontrada, se cuenta con una publicación realizada por Al-Tersawy et al. 2007 en el que se presenta unos resultados de un análisis de fiabilidad y calibración de norma de columnas cortas de hormigón armado confinado con láminas de CFRP. A continuación se presenta un resumen y análisis respecto a la publicación.

“Reliability and code calibration of RC short columns confined with CFRP wraps”
(Al-Tersawy et al. 2007)

Debido al aumento de popularidad y la eficacia demostrada del refuerzo con CFRP como una técnica de rehabilitación de miembros de hormigón, muchos modelos de confinamiento fueron propuestos para simular este efecto de refuerzo en el aumento de la tensión y deformación del hormigón. Sin embargo, los materiales CFRP y otros materiales de construcción muestran variaciones inherentes a las propiedades. Es de gran importancia tomar en cuenta esta variabilidad al estudiar los modelos de confinamiento y; más importantemente; para tomarlos en consideración al estudiar la fiabilidad de elementos estructurales confinados.

Las estructuras diseñadas siguiendo las limitaciones de las normas y factores de seguridad se aceptan para alcanzar una seguridad razonable. En el caso del hormigón armado confinado externamente, la fiabilidad puede ser utilizada como una herramienta muy eficiente para calibrar las ecuaciones de las normas para mantener unos índices de fiabilidad homogéneos antes y después del confinamiento. En este trabajo de investigación, el análisis de la fiabilidad de columnas cortas circulares y cuadradas de hormigón armado reforzados con laminas de CFRP bajo cargas céntricas y excéntricas son utilizadas para modificar y calibrar las ecuaciones de la

norma de columnas cortas después del confinamiento para obtener un índice de fiabilidad uniforme entre miembros de hormigón reforzados y no reforzados con CFRP.

En esta investigación, las variables principales consideradas en el estudio de fiabilidad son: la forma de la sección (circular y cuadrada), las dimensiones de la sección, las cargas externas (incluyendo cargas vivas y muertas), los momentos (incluyendo momentos por carga viva y muerta), el error del modelo, la resistencia del hormigón, la relación del refuerzo de acero, y la resistencia del límite elástico del acero. El modelo de confinamiento de la norma Egipcia es comparado con el modelo modificado de Newman (Al-Tersawy et al. 2006) en caso de secciones transversales circulares y con el modelo de modelo de Lam y Teng 2003 para secciones cuadradas. Para la realización del análisis de fiabilidad es adoptado un proceso de dos etapas. En la primera etapa, se establece una base de datos estadística de los parámetros de diseño de los materiales con un programa de ensayo intensivo. En la segunda etapa, es adoptado la técnica de fiabilidad FORM para realizar el análisis de la fiabilidad y establecer la relación entre el índice de la fiabilidad y los parámetros de diseño considerados.

Modelo de confinamiento.

En décadas recientes, fueron establecidos muchos modelos del confinamiento. Entre estos modelos están: el modelo modificado de Newman (Al-Tersawy et al. 2006), Modelo de la norma egipcia ECCS-2005 y el modelo del Lam y Teng 2003. Estudiando la fiabilidad de columnas cortas circulares, el modelo del confinamiento de Newman fue adoptado para ser comparado con el modelo de ECCS-2005. Sin embargo, los parámetros del modelo fueron actualizados (Al-Tersawy et al. 2006, Al-Tersawy 2006). La actualización de los parámetros del modelo está basado en una investigación experimental extensa (Al-Tersawy 2006), usando los materiales locales egipcios y reflejando el nivel de habilidad de la ejecución local. Los datos experimentales disponibles de otros investigadores, también fueron incorporados en el establecimiento de los nuevos parámetros del modelo.

Modelo de confinamiento de la norma egipcia.

La resistencia última de miembros en compresión axial con cercos separados se calcula de la siguiente ecuación:

$$P_u = 0,35 f_{cuc} A_c + 0,67 f_y A_{SC} \quad (2.17)$$

Donde:

- A_c es el área de la sección de hormigón.
- A_{SC} área del refuerzo.
- f_y Tensión en el límite elástico del acero.

f_{cuc} Resistencia a compresión del hormigón confinado cuando es encamisado con láminas de FRP y es calculado como:

$$f_{cuc} = f_{cu} \left[2,25 \sqrt{1 + 9,875 \frac{f_l}{f_{cu}}} - 2,5 \frac{f_l}{f_{cu}} - 1,25 \right] \quad (2.18)$$

Donde:

f_{cu} es la resistencia a compresión del hormigón.

f_l es la tensión lateral en la columna debido a la camisa de confinamiento. En caso de columna circular ecuación 2.19 y en caso de columna cuadrada ecuación 2.20.

$$f_l = \frac{\mu_f E_f \varepsilon_{fe}}{2 \gamma_f} \quad (2.19)$$

Donde:

E_f es el modulo de elasticidad del FRP.

μ_f Relación de FRP igual a $\frac{4 n t_f}{D}$

n Numero de capas.

t_f Espesor de una capa

D Diámetro de la columna.

γ_f Factor de reducción de la resistencia para FRP e igual a 1,3 para elementos en compresión axial.

El valor de la tensión de confinamiento lateral para columnas rectangulares es calculado de la siguiente ecuación:

$$f_l = K_e \frac{\mu_f E_f \varepsilon_{fe}}{2 \gamma_f} \quad (2.20)$$

Donde:

$$\mu_f = \frac{2 n t_f (b + t)}{b t} \quad (2.21)$$

$$K_e = 1 - \frac{(b - 2r)^2 + (t - 2r)^2}{3 (b t) (1 - \mu_s)} \quad (2.22)$$

t es el ancho de columna.

b Altura de columna.

μ_s Relación de refuerzo de acero en la sección transversal.

r Radio de la esquina redondeada.

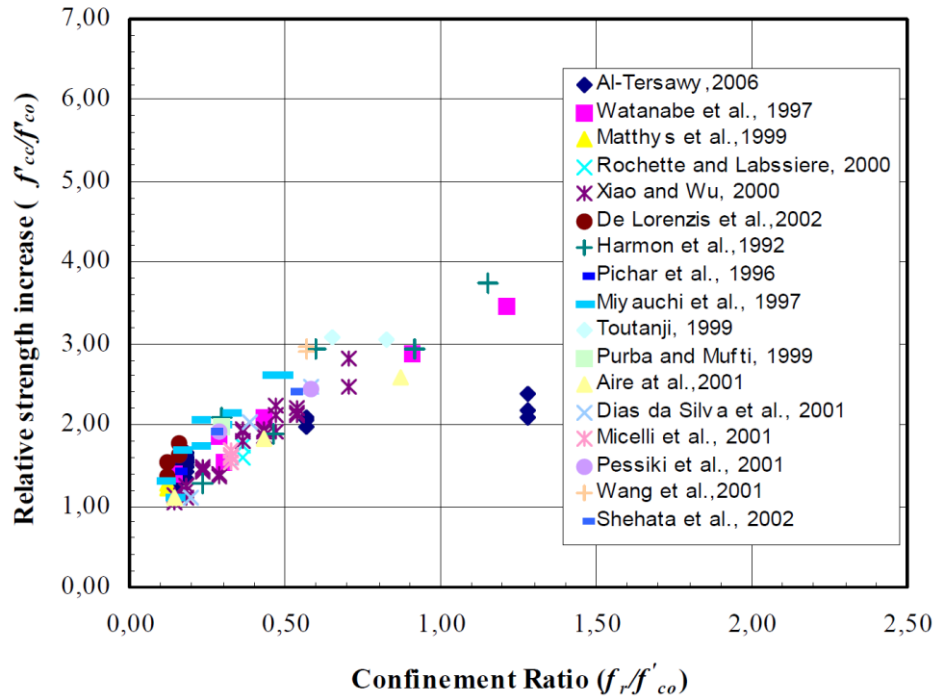


Fig. 2.19 Datos experimentales para el aumento relativo de la resistencia. (Al-Tersawy et al. 2007)

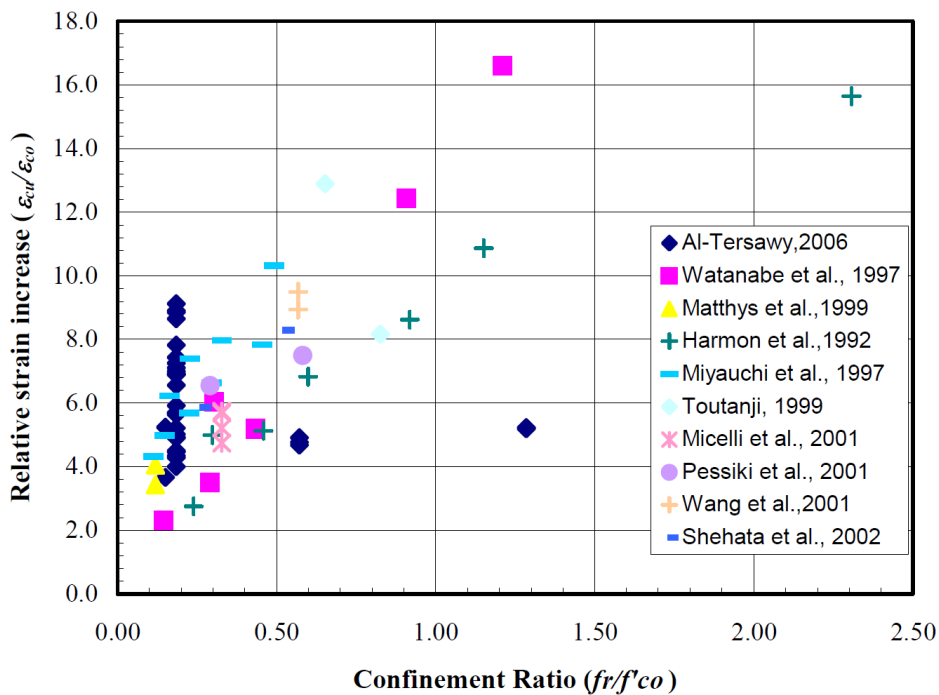


Fig. 2.20 Datos experimentales para el aumento relativo de la deformación. (Al-Tersawy et al. 2007)

Función de estado limite.

La ecuación de estado límite puede ser definido como la diferencia entre las trayectorias más cortas de carga hasta la carga combinada (carga y momento) y la trayectoria que corresponde a la resistencia de la columna de hormigón armado bajo consideración. Esta diferencia puede ser usada para especificar si el dominio existe dentro la zona segura o la zona de falla y también

cuantificar la seguridad si estaba dentro la zona segura. Esta ecuación de estado límite puede ser escrito como:

$$g(x_R, x_{DL}, u) = b(e, u) \sqrt{[(P_R)^2 + (m_R/h)^2]} - \sqrt{[(d + l)^2 + ((m_D + m_L)/h)^2]} \quad (2.23)$$

Donde:

h es la altura de columna y referido como un parámetro de longitud arbitrario determinístico.

X_R es una variable aleatoria para representar la resistencia.

X_{DL} es una variable aleatoria para representar la carga.

P_R y m_R Denotado a la capacidad de momento flector y carga axil de la columna de hormigón armado.

d y l Denotado así al axil de carga muerta y viva impuesta en la columna.

$b(e, u)$ Representa la contribución del error del modelo en la ecuación de estado límite.

Como conclusión a los resultados encontrados en esta publicación (Al-Tersawy et al. 2007), este artículo reporta sobre un trabajo de investigación conducido para estudiar la fiabilidad de las columnas cortas de hormigón armado reforzadas usando láminas de CFRP. Los parámetros del estudio son: la forma de la sección transversal, dimensiones de la sección transversal, relación de refuerzo (μ), relación entre carga muerta y carga viva (α), y excentricidad de la carga (e/h). Ha sido adoptado en el análisis el método FORM. Una comparación de los valores de los índices de fiabilidad β de las secciones encamisadas y no encamisadas fueron utilizadas para calibrar los factores de reducción de la resistencia de la norma egipcia del hormigón-FRP. Basado en el análisis y los resultados encontrados (Al-Tersawy et al. 2007), las conclusiones son: El índice de fiabilidad (β) aumenta con el aumento de la relación de carga muerta a viva (α) y la relación del refuerzo de acero (μ). Sin embargo, el aumento en (β) es más substancial en el caso de la relación baja de refuerzo de acero. Por otra parte, el índice de la confiabilidad (β) disminuye mientras que la relación excentricidad/altura (e/h) aumenta. Esto es particularmente substancial para las secciones con diámetros mayores a 30 cm. Esta tendencia es menos obvia para las columnas cuadradas. Un procedimiento de calibración de norma es presentado para asegurar la fiabilidad homogénea antes y después del encamisado con CFRP. La relación entre el factor de reducción de la resistencia ϕ y la relación de refuerzo es presentado gráficamente incluyendo los efectos de otros parámetros estudiados (Al-Tersawy et al. 2007).

3. MODELOS DE CONFINAMIENTO

3.1. INTRODUCCIÓN.

En la última década se han desarrollado distintos modelos, propuestos por varios autores, para la representación del comportamiento tensión-deformación de elementos de hormigón confinados mediante FRP, sometidas a compresión, con secciones circulares y cuadrangulares.

Estos modelos se clasifican en dos categorías principales (Teng y Lam 2004): modelos de diseño, donde la resistencia a compresión axial, la deformación axial última y el comportamiento tensión-deformación se determinan utilizando expresiones en forma explícita, obtenidas como mejor aproximación de los datos experimentales (Fardis y Khalili 1982; Karbhari y Gao 1997; Samaan et al. 1998, Miyauchi et al. 1999, Saafi et al. 1999, Toutanji 1999, Lillistone y Jovial 2000, Xiao y Wu 2000, 2003, Lam y Teng 2003, Berthet et al. 2006, Harajli 2006, Saenz y Pantelides 2007, Wu et. al 2007, Youssef et al. 2007), y modelos de análisis, que permiten predecir diagramas tensión-deformación de manera implícita mediante procesos numéricos iterativos (Mirmiran y Shahawy 1997, Spoelstra y Monti 1999, Fam y Rizkalla 2001, Chun y Park 2002, Harries y Kharel 2002, Marques et al. 2004, Binici 2005, Teng et al. 2007a, Jiang y Teng 2007, Aire et al. 2010).

Los modelos de análisis tienen una mejor capacidad predictiva que los modelos de diseño, y por eso un acercamiento racional para el desarrollo de un modelo de diseño se basa en los resultados

de un modelo de análisis numérico. Una recopilación completa de modelos de análisis se ha publicado por Jiang y Teng 2007.

Otras investigaciones relativas al refuerzo de columnas de hormigón, de sección circular y cuadrangular, han sido realizadas por Demers y Neale 1999, Kestner et al. 1997, Chaallal y Shahawy 2000, Wang y Restrepo 2001, Youssef 2003, Harries y Carey 2003, Matthys et al. 2005. Muchas se han quedado incompletas o aproximadas, debido a los altos costes y al requerimiento de equipamientos de ensayos sofisticados. Eso ha causado, en la mayoría de los modelos disponibles, la ausencia o la imprecisión de algunos importantes efectos relativos al comportamiento de los elementos ensayados, como por ejemplo:

- La dimensión de la sección;
- Las proporciones entre dimensiones de la sección;
- La presencia de eventuales efectos perjudiciales debidos a la inestabilidad del armado longitudinal;
- El comportamiento no lineal de los materiales;
- La contribución del armado transversal.

A pesar de estos obstáculos muchos modelos propuestos han sido empleados en las bases de las guías de diseño. La mayoría de estos modelos proceden desde investigaciones relativas a columnas de sección circular y adaptados, al caso de sección cuadrangular, mediante utilización de un factor de forma, o bien un factor de eficiencia, con la intención de simular una equivalencia en los efectos de confinamientos, entre la sección cuadrangular y la circular, para poder utilizar el modelo.

Muchas investigaciones desarrollan la base teórica de los modelos de confinamiento con acero, equiparando el comportamiento de los polímeros al del acero. Saadatmanesh et al. 1994, propuso un modelo adoptando como base el modelo de Mander et al. 1988, desarrollado para hormigón confinado con acero. Sucesivamente, Mirmiran y Shahawy 1997 evidencian las diferencias de propiedades mecánicas entre acero y FRP, poniendo en duda la validez de los modelos utilizados para el diseño de refuerzos con FRP que originariamente estaban desarrollados por refuerzos mediante acero. El primer modelo desarrollado específicamente para refuerzos mediante FRP fue publicado por Toutanji 1999, para columnas cilíndricas.

Los estudios experimentales han mostrado que el fallo habitual en ensayos de probetas reforzadas, tanto de sección circular como rectangular, se produce como consecuencia de la rotura de la camisa (Fig. 3.1). Ésta se produce para valores de deformación última en la fibra (deformación última efectiva) inferiores a la deformación última obtenida en ensayos de tracción del FRP, por lo que las guías de diseño limitan el valor de la deformación efectiva.



Fig. 3.1 Ejemplo de rotura en la camisa en una probeta reforzada.

En este capítulo, se describirá diferentes modelos de confinamiento para columnas circulares orientados al diseño, donde la resistencia a compresión axial, la deformación axial última y el comportamiento tensión-deformación se determinaran utilizando expresiones en forma explícita, obtenidas como mejor aproximación de datos experimentales. Posteriormente, en base a estos modelos, se realizará la caracterización estadística para el modelo que presente un mejor ajuste entre la predicción del modelo y los valores experimentales recogidos en una base de datos elaborada al efecto en esta tesis doctoral (capítulo 4). Los modelos a tener en cuenta en el presente estudio, considerando desde los más antiguos hasta los más actuales son: Mander et al. 1988, Pilakoutas y Mortazavi 1997, Toutanji 1999, Spolestra y Monti 1999, Eid y Paultre 2008, Teng et al. 2009, Wu y Zhou 2010, descritos en los siguientes apartados.

3.2. MODELO DE MANDER et al. 1988.

Mander y algunos investigadores más desarrollaron un modelo tensión-deformación para hormigón sujeto a compresión uniaxial y confinado con refuerzo transversal a base de armaduras de acero. La sección de hormigón debía contener cualquier tipo de acero que la confinase. Los ensayos mostraron que el confinamiento del hormigón con refuerzo transversal mediante una disposición adecuada resultaba un aumento significativo de resistencia y ductilidad del hormigón confinado.

Como se observará a continuación la ecuación y todo su desarrollo está hecha a partir del refuerzo mediante acero y no de FRP. Cada uno de los materiales se comporta de manera distinta al confinar al hormigón, por ello al final del desarrollo matemático se explicará su aplicación a los modelos con FRP y sus ventajas e inconvenientes.

Mander et al. 1984 propusieron un modelo unificado aproximado para hormigón confinado aplicable tanto a formas circulares como rectangulares con refuerzo transversal.

El modelo tensión-deformación, ilustrado en la Fig. 3.2 a continuación, está basado en una ecuación propuesta por Popovics 1973. La tensión de compresión longitudinal en el hormigón f_c viene dada por:

$$f_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r - 1 + x^r} \quad (3.1)$$

Donde:

f_c Tensión de compresión longitudinal del hormigón.

f'_{cc} Resistencia a compresión de hormigón confinado (definida a posteriori).

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (3.2)$$

ε_c Deformación longitudinal del hormigón a compresión.

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (3.3)$$

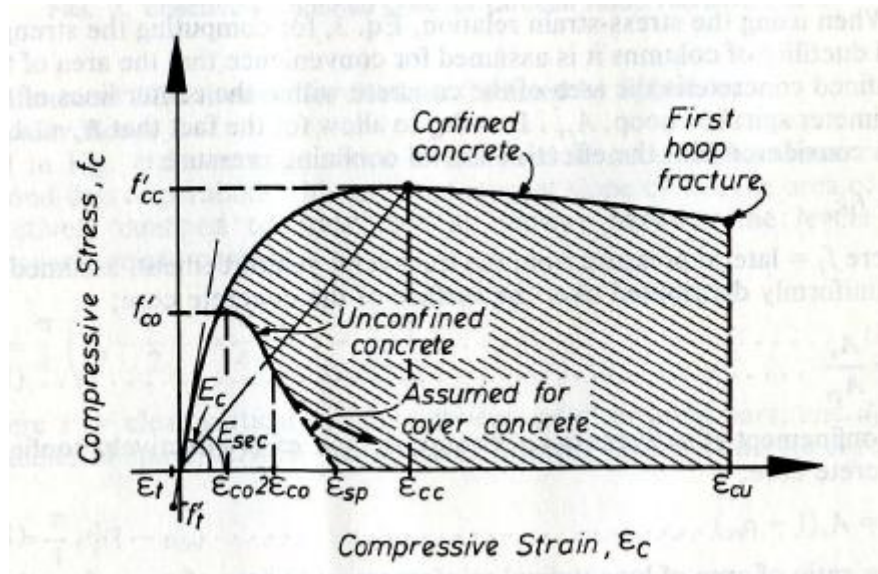


Fig. 3.2 Modelo tensión-deformación propuesto para hormigón confinado y no confinado (Mander et al. 1988).

Como sugerido por Richart, F. et al. 1928, donde:

f'_{co} Resistencia del hormigón no confinado.

ε_{co} Deformación longitudinal del hormigón no confinado (generalmente puede asumirse $\varepsilon_{co} = 0.002$).

Y

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (3.4)$$

Donde:

$$E_c = 5000\sqrt{f'_{co}} \text{ MPa} \quad (f'_{co} \text{ en MPa}) \quad (3.5)$$

Es el módulo de elasticidad tangente en el origen del hormigón

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (3.6)$$

Para determinar la resistencia a compresión del hormigón confinado f'_{cc} , se utiliza un modelo constitutivo que incluye una envolvente de resistencia última para tensiones a compresión multiaxiales. Se adopta la envolvente de fallo multiaxial de cinco parámetros descrita por William y Warnke 1975, debido a que proporciona una excelente concordancia con los datos de las muestras.

La solución general del criterio de rotura multiaxial cuando al hormigón se le aplican tensiones de confinamiento laterales iguales f'_l , muestra que la resistencia a compresión del hormigón confinado viene dado por la siguiente ecuación:

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94f'_l}{f'_{co}}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{co}} \right) \quad (3.7)$$

Donde:

$$f'_l = \frac{1}{2} k_e \rho_s f_{yh} \quad \text{es la presión última de confinamiento lateral} \quad (3.8)$$

Con:

k_e Factor de forma (1 para forma circular y envoltura continua de refuerzo).

ρ_s Relación del volumen del acero confinado con el volumen de hormigón confinado.

f_{yh} Límite elástico del refuerzo transversal de acero.

Como se ha explicado antes, dicha ecuación matemática se desarrolló para las armaduras transversales, ya que en su momento apenas se había estudiado el FRP como refuerzo.

La ventaja del modelo es su sencillez tanto para modelos circulares como rectangulares, tanto es así que se puede substituir la expresión de presión de confinamiento f'_l por una que represente a los FRP en vez de acero y el modelo seguiría siendo aplicable. De hecho desde 2002 hasta 2008, en la guía americana ACI.440.2R-02 (2002), se utilizaba la expresión de Mander et al. 1988. A

partir de 2008, la ACI.440.2R-08 (2008) la substituyó por una expresión que se detallará en los siguientes apartados (Lam y Teng 2003).

La desventaja radica en lo expuesto anteriormente, las diferencias entre los refuerzos, acero y FRP. En el caso del acero, al llegar a una cierta resistencia a compresión del hormigón confinado f'_{cc} , el acero sigue deformándose con un descenso paulatino de su resistencia hasta una resistencia última f'_{cu} . En cambio en el FRP, la resistencia f'_{cc} sigue aumentando a la vez que lo hace su deformación ϵ_{cc} , hasta que rompe por rotura frágil del FRP.

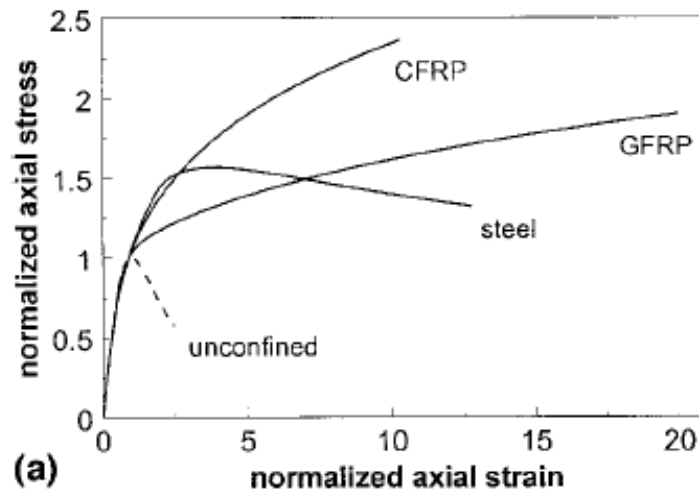


Fig. 3.3. Modelado del comportamiento de hormigón confinado con acero y con FRP (CFRP y GFRP) (Spoelstra y Monti 1999)

3.3. MODELO DE PILAKOUTAS Y MORTAZAVI 1997.

El modelo propuesto por estos autores no da una relación tensión-deformación sino únicamente la tensión de rotura del hormigón confinado, y está diferenciado en dos casos, dependiendo de la relación entre la tensión de confinamiento lateral y la resistencia del hormigón no confinado.

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(1.125 + 2.5 \frac{f_l}{f'_{co}} \right) \quad 2 \frac{f_l}{f'_{co}} \geq 0.1 \quad (3.9)$$

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(1 + 5 \frac{f_l}{f'_{co}} \right) \quad 2 \frac{f_l}{f'_{co}} \leq 0.1 \quad (3.10)$$

Donde:

- f'_{co} Resistencia del hormigón no confinado.
- f'_{cc} Resistencia del hormigón confinado.
- f_l Presión última de confinamiento lateral debido al FRP.

3.4. MODELO DE TOUTANJI 1999.

El estudio que presentó Toutanji en 1999 también sigue la forma matemática de Richard et al. (1928) como en la mayoría de modelos.

La expresión para la resistencia a compresión es:

$$f'_{cc} = f'_{co} + k_1 f_l \quad (3.11)$$

Donde:

f'_{cc} Resistencia del hormigón confinado.

f'_{co} Resistencia del hormigón sin confinar.

k_1 Coeficiente de efectividad de confinamiento (constante a determinar por análisis de regresión)

f_l Presión de confinamiento lateral.

Toutanji determinó k_1 igual a:

$$k_1 = 3.5 \left(\frac{f_l}{f'_{co}} \right)^{0.85} \quad (3.12)$$

Substituyendo la ecuación queda:

$$f'_{cc} = f'_{co} \left[1 + 3.5 \left(\frac{f_l}{f'_{co}} \right)^{0.85} \right] \quad (3.13)$$

3.5. MODELO DE SPOELSTRA Y MONTI 1999.

El modelo presentado por Spoelstra y Monti 1999 es válido para hormigón confinado con polímeros reforzados con fibras (FRP), pero también con camisas de acero o refuerzo transversal convencional, como el de Mander et al. 1988. El modelo se muestra explícitamente para la interacción continua con el dispositivo de confinamiento debido a la deformación lateral del hormigón, a través de una aproximación iterativa-incremental.

En este modelo la deformación última de la camisa ε_{ju} es considerada como una variable dependiente y evaluada como la relación entre la resistencia última f_{ju} y el módulo elástico E_j ; (f_{ju}/E_j); es decir, considerando un comportamiento prácticamente lineal tal como se ve en la fig. 3.4, cumpliendo con el comportamiento lineal asumido del material compuesto en el modelo desarrollado. El proceso, descrito en adelante, proviene de la consideración de la curva de

Mander et al. 1988 correspondiente al estado último, y puede conocerse directamente de la presión máxima del confinamiento que se pueda ejercer la camisa en su estado último.

El procedimiento puede resumirse como sigue (Fig. 3.4):

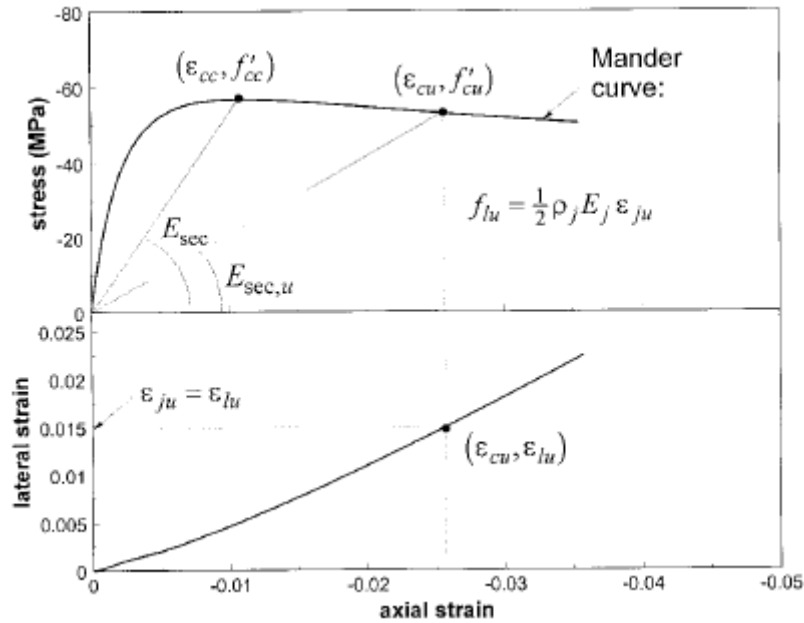


Fig. 3.4 Procedimiento de cálculo para la tensión y deformación última de compresión (Spoelstra y Monti 1999)

La presión última de confinamiento viene dada por:

$$f_{lu} = \frac{2t f_{ju}}{D} \quad (3.14)$$

Donde:

- f_{lu} Presión última de confinamiento lateral.
- f_{ju} Tensión última de la fibra en la dirección del anillo.
- t Espesor de la fibra.
- D Diámetro de la sección.

Los parámetros de la curva tensión-deformación de Mander correspondientes a f_{lu} son entonces:

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_{lu}}{f'_{co}}} - 2 \frac{f_{lu}}{f'_{co}} \right) \quad (3.15)$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (3.16)$$

El módulo último secante de elasticidad $E_{sec,u}$ es también conocido

$$E_{sec,u} = \frac{E_c}{1 + 2\beta\epsilon_{ju}} \quad (3.17)$$

Donde:

$\beta = \frac{E_c}{|f'_{co}|} - \frac{1}{|\epsilon_{co}|}$ y asumiendo $\epsilon_{co} = -0.002$ y $E_c = 5700\sqrt{|f'_{co}|}$ (MPa), obtenemos que se puede escribir:

$$\beta = \frac{5700}{\sqrt{|f'_{co}|}} - 500 \quad (f'_{co} \text{ en MPa}) \quad (3.18)$$

La intersección de la recta con pendiente $E_{sec,u}$ (Fig. 3.4) con la curva de Mander, J. et al. 1988 en la rama descendente alcanza la tensión y deformación última de compresión.

$$\epsilon_{cu} = \epsilon_{cc} \left(\frac{E_{sec}(E_c - E_{sec,u})}{E_{sec,u}(E_c - E_{sec})} \right)^{1-E_{sec}/E_c} \quad (3.19)$$

Donde:

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad (3.20)$$

El modelo de Spoelstra y Monti también cuenta con una expresión aproximada de ambas expresiones de tensión y deformación para no incurrir en el proceso iterativo anterior. Por eso, al método “exacto” anterior se le ha formulado un método “aproximado” cuyas ecuaciones explícitas son:

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(0.2 + 3 \sqrt{\frac{f_{lu}}{f'_{co}}} \right) \quad (3.21)$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{cc} \left(2 + 1.25 \frac{E_c}{f'_{co}} \epsilon_{ju} \sqrt{\frac{f_{lu}}{f'_{co}}} \right) \quad (3.22)$$

Tanto la versión “exacta” como la “aproximada” son las utilizadas en la guía de la FIB 2001 Bulletin 14.

3.6. MODELO DE EID Y PAULTRE 2008.

Una desventaja de la mayoría de los modelos de tensión-deformación disponibles para el hormigón confinado con materiales compuestos es que no toman en consideración la interacción entre el refuerzo de acero lateral interno (armadura transversal) y las capas externas de FRP. De

acuerdo a la mayoría de normas de diseño de hormigón estructural, las columnas de hormigón deben contener cantidades mínimas de refuerzo transversal y longitudinal. Por lo tanto, las columnas de hormigón que tienen que ser adaptadas (y por lo tanto ser confinadas) con laminas de FRP contienen generalmente la armadura transversal de zunchado. Por lo tanto, la columna de hormigón reforzada está bajo dos acciones de confinamiento: la acción debido al FRP y debido a los cercos de acero. Estos autores en este caso presentan un nuevo modelo de confinamiento orientado al diseño para el comportamiento axial y lateral de columnas circulares de hormigón confinadas con cercos de acero, materiales compuestos de FRP, y ambos a la vez, cercos de acero y materiales compuestos de FRP. La comparación con resultados experimentales de las curvas tensión deformación de hormigón confinado muestra buena aproximación entre los resultados experimentales y los resultados predichos por el modelo.

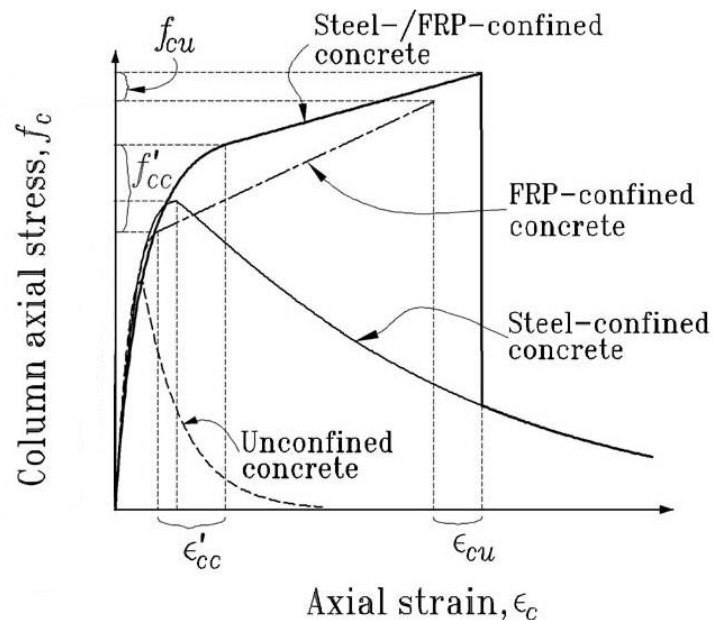


Fig. 3.5 Comportamiento tensión-deformación propuesto para los diferentes materiales y la interacción entre ellos (Eid y Paultre 2008).

Hormigón confinado con acero (TSR).

La connotación física de la presión uniforme de confinamiento lateral f_e es que la columna de hormigón, está confinada por un tubo de acero uniforme equivalente que sustituye a los cercos de acero. El espesor del tubo equivalente, e , está dado por:

$$e = K_e \frac{A_{shy}}{2s} \quad (3.23)$$

Donde:

- e Espesor de tubo equivalente.
- K_e Coeficiente de confinamiento efectivo (Mander et al. 1984).

- A_{shy} Área total de la sección transversal de los cercos.
 s Espaciamiento de los cercos.

La presión efectiva debido a la acción del acero lateral es derivada del equilibrio de fuerzas en la sección transversal media de la columna confinada

$$f_{le} = \frac{2 e f_h}{D_c} = K_e \frac{A_{shy}}{s D_c} f_h = \rho_{sey} f_h \quad (3.24)$$

Donde:

- D_c Diámetro del núcleo de hormigón.
 f_h Tensión lateral del acero.
 ρ_{sey} Relación seccional efectiva del confinamiento $\rho_{sey} = K_e \frac{A_{shy}}{s D_c}$

Según el modelo de Légeron y Paultre 2003, la tensión y deformación máxima del hormigón están relacionadas con el índice de confinamiento efectivo en la tensión máxima, como se describe en la siguiente expresión:

$$I'_e = \frac{f'_{le}}{f'_c} \quad (3.25)$$

Donde:

- f'_c Resistencia característica del hormigón sin confinar.
 f'_{le} Presión de confinamiento efectivo en la tensión máxima $f'_{le} = \rho_{sey} f'_h$.
 f'_h Tensión lateral del acero en la tensión máxima del hormigón.

Las expresiones para la tensión máxima de compresión del hormigón confinado, f'_{cc} , y su correspondiente deformación, ϵ'_{cc} , fueron extraídos de resultados experimentales por análisis de regresión (Légeron y Paultre 2003)

$$\frac{f'_{cc}}{f'_c} = 1 + 2,4(I'_e)^{0,7} \quad (3.26)$$

$$\frac{\epsilon'_{cc}}{\epsilon'_c} = 1 + 35(I'_e)^{1,2} \quad (3.27)$$

Modelo tensión deformación para hormigón confinado con FRP - acero.

Tensión y deformación última en el hormigón confinado.

Usando una serie de resultados experimentales, se encontró que las expresiones propuestas por Lam y Teng 2003 para la resistencia última del hormigón, f_{cu} , y deformación, ϵ_{cu} , de columnas de

hormigón confinadas con FRP, se pueden utilizar también para FRP-acero trabajando conjuntamente, con alguna modificación de menor importancia en la expresión de la deformación última, las expresiones resultantes son:

$$\frac{f_{cu}}{f'_c} = 1 + 3,3 \left(\frac{\rho_{sey} f_{hy}}{f'_c} + \frac{E_{fl} \varepsilon_{fu} \xi}{f'_c} \right) \geq \frac{f'_{cc}}{f'_c} \quad (3.28)$$

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon'_c} = 1,56 + 12 \left(\frac{\rho_{sey} f_{hy}}{f'_c} + \frac{E_{fl} \varepsilon_{fu} \xi}{f'_c} \right) \left(\frac{\varepsilon_{fu,a}}{\varepsilon'_c} \right)^{0,45} \quad (3.29)$$

$$\xi = \frac{\varepsilon_{fu,a}}{\varepsilon_{fu}} \approx 0,5 \quad (3.30)$$

Donde:

- f_{cu} Resistencia última a compresión del hormigón confinado con acero y FRP.
- f'_c Resistencia característica del hormigón sin confinar.
- ρ_{sey} Relación seccional efectiva de confinamiento de los cercos $\rho_{sey} = K_e \frac{A_{shy}}{s D_c}$
- f_{hy} Limite elástico del acero transversal.
- E_{fl} Módulo de elasticidad de la fibra
- ε_{fu} Deformación última de la fibra.
- ξ Factor de eficiencia de la deformación de la fibra $\xi = \frac{\varepsilon_{fu,a}}{\varepsilon_{fu}}$.
- $\varepsilon_{fu,a}$ Deformación de la fibra en la dirección de la camisa.
- ε_{fu} Deformación de la fibra en tracción directa.
- f'_c Resistencia máxima a compresión del hormigón confinado con acero y FRP.

3.7. MODELO DE TENG et al. 2009.

Teng, Lam, Yiang y otros investigadores han propuesto a lo largo de los años diversos modelos para representar la resistencia a compresión de hormigón confinado. Han introducido novedosas incorporaciones y a continuación explicaremos sin entrar en mucho detalle sus primeros modelos, Lam y Teng (2003, 2007) y profundizando algo más en el último modelo publicado hasta la fecha, Teng et al. (2009).

3.7.1. MODELOS PREVIOS. LAM Y TENG 2003, 2007.

El modelo de Lam y Teng 2003, está basado en la forma matemática propuesta por Richart et al. 1928, pero modificando la presión de confinamiento hasta ahora utilizada en todos los otros modelos.

El fallo más común del hormigón confinado con FRP es la rotura de la camisa de FRP debido a la tensión circunferencial. Hasta ahí todos los autores estaban de acuerdo; pero Lam y Teng observaron que, sin embargo, los resultados experimentales mostraban que en la mayoría de casos, la tensión en el FRP en el momento de la rotura no alcanzaba la resistencia última del material FRP en el hormigón confinado. Entonces, la presión de confinamiento máxima dada por la ecuación, anteriormente vista:

$$f_l = \frac{2E_{FRP}\varepsilon_j t}{D} \quad (3.31)$$

utilizada por el resto de modelos no era correcta. La presión de confinamiento máxima actual debería darse por:

$$f_{l,a} = \frac{2E_{FRP}\varepsilon_{h,rupt} t}{D} \quad (3.32)$$

Donde:

$f_{l,a}$ es la presión de confinamiento máxima actual
 $\varepsilon_{h,rupt}$ es la deformación circunferencial en rotura de FRP, a diferencia de ε_j (deformación a tracción de FRP), es decir, ε_j es la deformación de una muestra sólo de FRP ensayada a tracción, mientras que $\varepsilon_{h,rupt}$ es la deformación hasta rotura de FRP cuando ésta se encuentra envuelta en el pilar circular y se obtiene de resultados experimentales. Se ha observado que $\varepsilon_{h,rupt}$ equivale a un 50-60 % de ε_j en CFRP (aunque no hay muchas investigaciones que aporten luz sobre este último tema, se pueden dar por aceptables estos órdenes de magnitud).

La diferencia entre la deformación última a tracción de FRP y su deformación en rotura ha sido discutida en diferentes artículos (Eid y Paultre 2008). Se sugieren diversas causas para este fenómeno. Las dos principales son:

- a) una deformación localizada en el hormigón fracturado debido a una distribución de tensiones no uniformes en la camisa de FRP y una rotura prematura de ésta.
- b) el efecto de la curvatura de la camisa de FRP en la resistencia a tracción del FRP.

Por lo tanto, si $\varepsilon_{h,rupt} < \varepsilon_j$, consecuentemente $f_{l,a} < f_l$, y la resistencia a compresión de hormigón confinado calculada mediante las expresiones de Lam y Teng nos darán valores inferiores a las calculadas con otras expresiones, donde éstas últimas sobrevalorarán la verdadera resistencia a compresión confinada llevando a diseños erróneos y peligrosos.

Esta es la gran incorporación y ventaja añadida por Lam y Teng en los modelos tensión-deformación de hormigón confinado.

En casos de confinamiento activo (la mayoría de casos estudian el confinamiento pasivo que trata la camisa de FRP sin ser sometida a tensión hasta que el hormigón se dilata y la hace entrar en carga) la respuesta de la curva tensión-deformación después de la resistencia a compresión sin confinar tiene una rama descendente en lugar de ascendente como en el caso pasivo. La expresión de Lam y Teng 2003 genera esta rama de forma horizontal y no la ajusta a la realidad.

3.7.2. MODELO DE TENG et al. 2009.

Este es el último modelo presentado por Teng y presenta los resultados de estudios recientes que han tratado de perfeccionar y refinar el diseño orientado a determinar el modelo tensión-deformación que originalmente presentaron Lam y Teng 2003, 2007 para hormigón confinado con FRP. Se proponen expresiones más precisas para el cálculo de la deformación axial última y la resistencia a compresión.

Para comprender estas nuevas variables incorporadas al nuevo modelo se han explicado anteriormente algunas desventajas y/o carencias que tenían los anteriores modelos de 2003 y 2007 y que han intentado subsanarse.

A partir de ahora hablaremos de 3 relaciones entre variables definidas como: la relación de confinamiento f_l/f'_{co} , relación de la rigidez de confinamiento ρ_K , y la relación de deformación ρ_ε . Las expresiones matemáticas de estas 3 relaciones son las siguientes:

$$\frac{f_l}{f'_{co}} = \frac{2E_{FRP}t\varepsilon_{h,rup}}{f'_{co}D} = \rho_K\rho_\varepsilon \quad (3.33)$$

$$\rho_K = \frac{2E_{FRP}t}{(f'_{co}/\varepsilon_{co})D} \quad (3.34)$$

$$\rho_\varepsilon = \frac{\varepsilon_{h,rup}}{\varepsilon_{co}} \quad (3.35)$$

Donde:

- f_l Presión de confinamiento proveniente de la camisa de FRP cuando falla por rotura debido a las tensiones circunferenciales a tracción.
- f'_{co} Resistencia característica del hormigón no confinado.
- ε_{co} Deformación longitudinal del hormigón.
- E_{FRP} Módulo elástico de FRP en la dirección circunferencial.
- t Espesor de la camisa de FRP
- $\varepsilon_{h,rup}$ Deformación circunferencial en rotura de la camisa de FRP.
- D Diámetro del cilindro de hormigón confinado.

La relación de confinamiento f_l/f'_{co} es un parámetro comúnmente usado en la literatura existente.

La relación de la rigidez de confinamiento ρ_K representa la rigidez de la camisa de FRP relativa al núcleo de hormigón.

La relación de deformación ρ_ε es una medida de la capacidad de deformación de la camisa.

La relación de confinamiento f_l/f'_{co} es igual al producto de las otras dos relaciones.

Continuando con la misma forma matemática que Richard et al. 1928, se puede escribir la expresión siguiente con las relaciones mencionadas

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = C_\sigma + F_\sigma(\rho_K)f_\sigma(\rho_\varepsilon) \quad (3.36)$$

Donde:

$F_\sigma(\rho_K)$ y $f_\sigma(\rho_\varepsilon)$ = funciones de relación de la rigidez de confinamiento y de capacidad de deformación, respectivamente, y C_σ = constante.

La ecuación de resistencia a compresión fue refinada en base experimental y analítica. Modelos experimentales de multitud de ensayos muestran que las curvas tenso-deformacionales exhiben una forma bilineal, con las dos partes suavemente conectadas por una zona de transición cercana a la resistencia no confinada del hormigón. Tanto la forma de la primera como de la segunda parte son muy cercanas a una línea recta. Estas líneas rectas pueden representarse por:

$$\frac{\sigma_c}{f'_{co}} = 1 + K \frac{\varepsilon_l}{\varepsilon_{co}} \quad (3.37)$$

Lo que significa que la constante C_σ se toma la unidad por la razón expuesta más arriba. K = pendiente de la línea recta. Es obvio que la tensión axial σ_c alcanza f'_{cu} cuando $\varepsilon_l = -\varepsilon_{h,rup}$, y entonces surge la siguiente ecuación:

$$\frac{f'_{cu}}{f'_{co}} = 1 - K \frac{\varepsilon_{h,rup}}{\varepsilon_{co}} = 1 - K\rho_\varepsilon \quad (3.38)$$

Donde:

$K = F_\sigma(\rho_K)$ se determina mediante estudio paramétrico y se encuentra que:

$$K = F_\sigma(\rho_K) = -3.2\rho_K^{0.9} + 0.06 \quad (3.39)$$

Y sustituyendo en la ecuación superior obtenemos:

$$\frac{f'_{cu}}{f'_{co}} = 1 + (3.2\rho_K^{0.9} - 0.06)\rho_\varepsilon \quad (3.40)$$

Al ser un inconveniente para su uso en el diseño por su no linealidad, se propuso una aproximación lineal, obteniendo la ecuación definitiva de Teng et al. 2009 para el cálculo de la resistencia a compresión de hormigón confinado.

$$\frac{f'_{cu}}{f'_{co}} = 1 + 3.5(\rho_K - 0.01)\rho_\varepsilon \quad (3.41)$$

Debe apreciarse que la anterior ecuación predice la tensión correspondiente a la deformación axial última, pero no la resistencia máxima a compresión f'_{cc} de hormigón confinado con FRP, aunque son las mismas a menos que la curva tensión-deformación tenga una rama descendiente (Lam y Teng, 2007). Por ello esta expresión queda dividida en:

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = 1 + 3.5(\rho_K - 0.01)\rho_\varepsilon \quad \text{si } \rho_K \geq 0.01 \quad (3.42)$$

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = 1 \quad \text{si } \rho_K < 0.01 \quad (3.43)$$

3.8. MODELO DE WU Y ZHOU 2010.

Muchos de los modelos existentes de resistencia de pilares de hormigón confinado con fibra reforzada con polímeros (FRP) están basados en un trabajo previo. En este apartado que se explica un nuevo modelo propuesto por Wu y Zhou 2010, está basado en el criterio de rotura de Hoek-Brown.

La mayoría de modelos resistentes observados en la literatura existente están basados en la forma matemática propuesta por Richart et al. 1928. Recientemente, una nueva forma matemática ha sido empleada para la modelización de la resistencia, basada en el criterio de rotura de Hoek-Brown. Hoek y Brown desarrollaron un criterio de rotura para materiales como la roca, y el hormigón se puede considerar como un tipo de roca.

Existen al menos dos ventajas cuando se extiende el modelo de Hoek-Brown al hormigón:

Primero, son aplicables los criterios de rotura de Hoek-Brown a roca y hormigón con fisuras existentes o daños producidos (tales como los causados por ciclos de hielo-deshielo, mojado y secado, corrosión, fuego, terremoto, etc.).

Segundo, el modelo tiene una forma unificada para pilares circulares y rectangulares, sólo es modificado por un factor corrector de forma (ρ^α).

La desventaja que se le puede atribuir a este modelo es la falta de la expresión de predicción que nos determine la deformación axial última como hacen el resto de modelos basados en la forma matemática propuesta por Richart et al. 1928 y poder así graficar la curva tenso-deformacional del hormigón al aplicarle una carga.

El hormigón dentro de un pilar envuelto con FRP es sometido a tensiones triaxiales de compresión, con una tensión a compresión principal mayor σ_1 , en la dirección axial (longitudinal) y dos tensiones principales σ_2 y σ_3 , en las direcciones radiales. Ambas tensiones laterales son iguales y constantes en toda la sección para pilares circulares por lo que la presión de confinamiento y su valor máximo que ocurre en el fallo de la envoltura de FRP, viene dada por:

$$f_l = \frac{2f_{FRP}t}{D} = \frac{2E_{FRP}\varepsilon_j t}{D} \quad (3.44)$$

Donde:

- f_{FRP} Resistencia a tracción del FRP
- E_{FRP} Módulo elástico de FRP en la dirección circunferencial
- t Espesor total de la camisa de FRP
- ε_j Deformación circunferencial a tracción del FRP
- D Diámetro del pilar.

Hoek y Brown 1980 desarrollaron un criterio de rotura para rocas de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + \sqrt{m \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s} \quad (3.45)$$

Donde:

- σ_1 Tensión principal mayor en rotura
- σ_3 Tensión principal menor en rotura
- σ_c Resistencia a compresión uniaxial para la roca intacta.
- m Parámetro del material, depende del tipo de roca.
- s Refleja las discontinuidades en la roca y se encuentra en un rango del 0 a 1.

Desarrollando la expresión anterior para el caso particular de un pilar de hormigón sin fisuras y deficiencias, $s = 1$, donde f'_{cc} y f'_{co} = Resistencias a compresión de hormigón confinado y no

confinado equivalentes a σ_1 y σ_c del modelo de Hoek-Brown, respectivamente, y f_l = presión de confinamiento lateral correspondiente a σ_3 y que se ha definido anteriormente; se obtiene la siguiente ecuación:

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = \frac{f_l}{f'_{co}} + \sqrt{\left(\frac{f'_{co}{}^n}{C} - \frac{C}{f'_{co}{}^n}\right) \frac{f_l}{f'_{co}}} + 1 \quad (3.46)$$

Donde los coeficientes C y n se pueden determinar por análisis de regresión lineal. Wu y Zhou 2010 utilizaron una base de datos actualizada y cuidadosamente seleccionada compuesta por 467 ensayos de los cuales, mediante análisis de regresión, encontraron valores para las constantes C y n iguales a -16.7 y 0.42, respectivamente.

Por lo tanto la forma finalmente hallada por Wu y Zhou 2010 para modelos resistentes para hormigón confinado con FRP es:

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = \frac{f_l}{f'_{co}} + \sqrt{\left(\frac{16.7}{f'_{co}{}^{0.42}} - \frac{f'_{co}{}^{0.42}}{16.7}\right) \frac{f_l}{f'_{co}}} + 1 \quad (3.47)$$

4. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LOS MODELOS DE CONFINAMIENTO. CARACTERIZACIÓN DE LA INCERTIDUMBRE DEL MODELO

4.1. INTRODUCCIÓN.

El análisis de los modelos de confinamiento consiste en comparar cual de todos ellos presenta un mayor ajuste con respecto a los valores reales, es decir, que el valor obtenido teóricamente mediante la predicción del modelo esté lo más cerca posible del valor real obtenido experimentalmente. Y una vez definido el modelo de confinamiento que mejor se ajuste, caracterizarlo estadísticamente, encontrando sus valores de la media, desviación típica y el tipo de función de probabilidad para que, posteriormente estos datos puedan ser utilizados en el proceso de calibración (capítulo 6). Dado que se pretende calibrar unos coeficientes parciales de seguridad con métodos basados en fiabilidad estructural, es necesario tener en cuenta todas las posibles fuentes de incertidumbres que puedan afectar a la seguridad global, una de estas fuentes de incertidumbre está asociada al modelo teórico utilizado, por ello es que se busca caracterizar estadísticamente esta incertidumbre del modelo utilizado (Teng et al. 2009).

Para ello, no siendo suficiente los datos de una sola campaña experimental, lo que se hizo fue, elaborar una amplia base de datos, que recoge todos los datos de diferentes ensayos realizados para hormigón confinado con polímeros reforzados con fibras de carbono (CFRP). Para ello se recopiló la información recogida en la literatura relativa a ensayos con elementos a compresión confinados con FRP.

4.2. ELABORACIÓN DE LA BASE DE DATOS.

La elaboración de la base de datos, procede de varias investigaciones realizadas por distintos autores. Esto implica una cierta heterogeneidad entre ellos por lo que concierne a los datos de entrada. Por ejemplo, algunos autores ingresan valores nominales de resistencia de los materiales, proporcionados por los fabricantes, mientras que otros hacen ensayos propios; la misma consideración hay que hacer con los datos de salida que en algunos casos están hallados por medición directa y en otros están calculados (resistencias y deformaciones). Otra consideración a tener en cuenta es el uso de diferentes equipos de medida y diferentes metodologías de ensayo. Por tanto, en el momento de la elaboración y el manejo de estos datos se deben tener muy en cuenta todos estos aspectos.

Se han incluido un total de 126 resultados experimentales, publicados por 14 autores entre 1997 y 2009, todos ellos relativos a ensayos de probetas cilíndricas confinados con polímeros reforzados con fibras de carbono. En cada ensayo se han especificado: El autor y año, denominación de la muestra, características de los materiales CFRP como su módulo de elasticidad, número y espesor de capas, datos geométricos y resistencias de la probeta de hormigón sin confinar y las resistencias y deformaciones últimas del hormigón confinado.

Todos los detalles respecto al contenido de la base de datos se presentan en la Tabla A.1 (Anexo A).

4. 3. ANÁLISIS DE LOS MODELOS DE CONFINAMIENTO.

4.3.1. CONSIDERACIONES PREVIAS.

En una columna circular de hormigón, la presión de confinamiento es constante alrededor de la circunferencia. Cuando rompe la camisa de FRP, esta presión de confinamiento alcanza su valor máximo, obtenido como:

$$f_l = \frac{2\sigma_j t}{D} = \frac{2E_{frp}\epsilon_j t}{D} \quad (4.1)$$

Donde:

- f_l Es la presión de confinamiento lateral.
- σ_j Es la tensión del aro de la camisa de FRP

- t Es el espesor total de la fibra.
- D Es el diámetro del núcleo de hormigón confinado.
- E_{frp} Módulo de elasticidad del FRP.
- ε_j Es la deformación a tracción de la camisa de FRP en el momento de la rotura.

Un aspecto importante del comportamiento de hormigón confinado uniformemente está en la rotura de la camisa de refuerzo. La deformación alcanzada en la camisa ε_j es generalmente bastante más pequeña que la deformación última obtenida en un ensayo a tracción. Lam y Teng (2003) sugirieron que, en los modelos de confinamiento, ε_j se tomara como la deformación en rotura del aro, $\varepsilon_{h,rup}$, medida en la camisa de FRP y no la deformación última a tracción de material FRP, ε_{frp} , como se hace en muchos de los modelos existentes. La deformación del aro, $\varepsilon_{h,rup}$, puede ser relacionada con la deformación última a tracción del material FRP, ε_{frp} , por un factor de eficacia de FRP, k_ε , que es definido por Pessiki, S. et al. (2001) como:

$$\varepsilon_{h,rup} = k_\varepsilon \cdot \varepsilon_{frp} \quad (4.2)$$

Donde:

- $\varepsilon_{h,rup}$ Es la deformación de rotura de la camisa.
- ε_{frp} Es la deformación de rotura de la fibra en tracción directa.

El valor de k_ε es variable con el tipo de FRP, y un valor medio de 0.586 para k_ε ha sido encontrado para muestras circulares de hormigón confinado con FRP de carbono, en base al análisis de una base de datos considerable tomada de la literatura (Lam y Teng, 2003b).

4.3.2. EVALUACIÓN DE LOS MODELOS.

Los modelos a ser evaluados, como ya habíamos dicho son todos los descritos en el capítulo anterior, que corresponden a: Mander J. B. et al. 1988, Pilakoutas K. y Mortazavi A. 1997, Toutanji H. A. 1999, Spolestra M. R. y Monti G. 1999, Eid R. y Paultre P. 2008, Teng J. G. et al. 2009, Wu y Zhou 2010.

El procedimiento de análisis es el siguiente: con los datos conocidos de las características de la geometría y los materiales (los recogidos en la base de datos del anexo A), aplicamos las expresión de predicción de resistencia y deformación última que dan cada uno de los modelos (expresiones de cálculos descritos en el capítulo anterior), y como todos ellos están basados en la presión de confinamiento, primeramente calculamos este valor mediante la expresión (4.1) tomando $\varepsilon_j = \varepsilon_{h,rup}$, como se muestra en la segunda columna de la tabla 4.1. Con este valor, calculamos todos los demás valores de resistencia y deformación última para los diferentes modelos (Tabla 4.1)

Tabla 4.1. Resumen de tensiones y deformaciones calculados mediante los modelos propuestos

N ^a	f_l [MPa]	Mander et al.		Pilakoutas		Toutanji H.		Spolestra		Eid y Paultre		Teng et al.		Wu y Zhou	
		f'_{cc} [MPa]	ϵ_{cu} (%)	f'_{cc} [MPa]	ϵ_{cu} (%)	f'_{cc} [MPa]	ϵ_{cu} (%)	f'_{cc} [MPa]	ϵ_{cu} (%)	f'_{cc} [MPa]	ϵ_{cu} (%)	f'_{cc} [MPa]	ϵ_{cu} (%)	f'_{cc} [MPa]	ϵ_{cu} (%)
1	2,82	58,89	0,72	54,29	-	56,79	0,63	41,03	0,89	51,30	0,72	46,42	0,84	49,09	-
2	8,86	84,45	1,45	69,40	-	81,17	1,30	66,28	1,25	71,24	1,49	67,32	1,50	63,18	-
3	20,08	114,49	2,30	97,44	-	120,49	2,54	95,51	1,80	108,25	3,04	105,81	2,67	86,79	-
4	7,85	112,33	0,99	97,25	-	107,06	0,83	83,61	0,88	94,90	0,94	88,21	1,03	85,93	-
5	19,69	155,16	1,74	126,86	-	152,19	1,72	124,39	1,26	133,99	1,96	127,56	1,89	109,76	-
6	32,61	187,30	2,30	159,15	-	196,71	2,65	156,10	1,60	176,61	3,12	171,69	2,77	134,15	-
7	32,50	187,08	2,29	158,88	-	196,36	2,25	155,87	1,31	176,26	2,77	174,21	2,36	133,96	-
8	16,68	88,08	1,95	76,50	-	94,98	2,46	74,33	1,93	85,98	3,17	82,19	2,90	70,20	-
9	17,81	90,15	2,01	79,31	-	98,63	1,69	76,59	1,08	89,69	2,41	90,12	1,92	72,52	-
10	6,23	67,28	1,09	55,95	-	64,24	1,08	52,03	1,21	56,44	1,24	50,59	1,36	51,59	-
11	5,26	63,48	0,98	53,54	-	60,45	0,88	48,40	1,03	53,26	1,04	48,31	1,14	49,29	-
12	5,32	63,74	0,99	53,70	-	60,71	0,90	48,66	1,04	53,47	1,05	48,46	1,15	49,45	-
13	10,73	82,12	1,51	67,20	-	80,90	1,47	66,05	1,31	71,29	1,80	67,32	1,76	61,85	-
14	10,87	82,53	1,52	67,55	-	81,40	1,49	66,43	1,33	71,76	1,83	67,74	1,79	62,17	-
15	10,30	80,89	1,48	66,14	-	79,38	1,39	64,87	1,26	69,90	1,72	66,08	1,68	60,92	-
16	13,01	85,82	1,60	71,11	-	86,96	1,45	70,23	1,16	77,23	1,93	74,73	1,77	65,42	-
17	14,39	89,11	1,69	74,57	-	91,69	1,65	73,52	1,28	81,80	2,19	79,03	2,00	68,38	-
18	15,76	92,16	1,77	77,99	-	96,29	1,86	76,61	1,42	86,31	2,46	83,29	2,23	71,25	-
19	4,40	65,65	1,02	57,23	-	62,62	0,85	48,55	1,03	55,61	0,95	51,94	1,04	52,05	-
20	5,86	72,02	1,22	60,89	-	68,58	1,16	54,78	1,32	60,44	1,24	55,55	1,34	55,51	-
21	5,81	71,79	1,21	60,76	-	68,36	1,14	54,57	1,31	60,26	1,23	55,41	1,33	55,39	-
22	11,37	88,26	1,84	72,18	-	86,75	1,85	70,87	1,63	76,42	2,07	72,92	1,99	65,93	-
23	12,12	90,40	1,90	74,06	-	89,43	2,01	72,92	1,75	78,89	2,23	75,16	2,14	67,56	-
24	8,47	79,13	1,54	64,94	-	76,17	1,29	62,24	1,23	66,86	1,49	64,25	1,45	59,50	-
25	21,04	109,24	2,25	95,35	-	118,47	2,48	92,43	1,70	107,44	3,18	105,66	2,72	85,24	-
26	20,78	108,76	2,24	94,71	-	117,63	2,44	91,91	1,67	106,58	3,13	104,82	2,68	84,72	-
27	28,82	121,67	2,61	114,79	-	143,13	3,02	106,87	1,78	133,09	4,07	133,39	3,21	100,30	-
28	29,95	123,19	2,65	117,62	-	146,62	3,18	108,80	1,86	136,82	4,28	137,13	3,38	102,43	-
29	37,56	132,01	2,90	136,65	-	169,69	3,68	120,94	1,94	161,95	5,15	164,11	3,83	116,44	-
30	37,77	132,22	2,91	137,19	-	170,33	3,71	121,26	1,95	162,66	5,19	164,84	3,86	116,83	-
31	3,52	57,81	1,01	51,21	-	55,28	0,89	42,09	1,18	49,31	0,96	45,53	1,08	46,73	-
32	4,11	60,57	1,11	52,69	-	57,76	1,05	44,88	1,35	51,26	1,10	46,84	1,23	48,18	-
33	2,76	60,91	0,75	56,63	-	58,85	0,62	41,99	0,87	53,32	0,72	49,50	0,82	51,06	-
34	3,65	65,45	0,88	58,84	-	62,76	0,80	46,93	1,06	56,23	0,87	51,20	1,00	53,19	-
35	8,91	87,42	1,53	72,00	-	83,86	1,56	68,38	1,55	73,61	1,65	68,34	1,71	65,28	-
36	7,06	80,50	1,33	67,37	-	76,73	1,18	61,83	1,24	67,50	1,29	63,33	1,35	61,13	-
37	9,81	94,90	1,67	78,08	-	91,12	1,48	74,35	1,38	79,98	1,61	76,55	1,59	70,34	-
38	12,29	103,11	1,91	84,28	-	100,31	1,95	82,08	1,70	88,16	2,06	83,87	2,01	75,67	-
39	11,57	100,83	1,84	82,48	-	97,68	1,81	79,93	1,61	85,79	1,92	81,75	1,88	74,14	-

40	7,18	63,44	1,50	51,92	-	61,37	1,37	50,21	1,41	53,89	1,59	51,00	1,59	48,69	-
41	18,42	89,83	2,50	80,02	-	99,62	2,58	76,79	1,78	90,98	3,34	90,89	2,70	73,12	-
42	22,87	96,66	2,76	91,16	-	113,66	2,94	84,89	1,83	105,68	3,94	106,76	3,01	82,00	-
43	3,68	55,50	0,83	48,46	-	52,95	0,80	40,98	1,08	47,04	0,90	41,09	1,05	44,50	-
44	3,46	54,46	0,80	47,90	-	52,01	0,75	39,93	1,02	46,30	0,85	40,71	0,99	43,94	-
45	8,83	84,35	1,21	69,33	-	81,06	1,07	66,18	1,02	71,15	1,30	66,37	1,34	63,11	-
46	9,43	86,38	1,26	70,82	-	83,29	1,15	68,10	1,09	73,11	1,40	68,01	1,43	64,44	-
47	7,94	81,16	1,13	67,10	-	77,68	0,94	63,18	0,93	68,20	1,16	63,91	1,19	61,11	-
48	4,41	57,39	0,90	48,94	-	54,64	0,76	43,31	0,92	48,25	0,91	44,18	1,00	45,19	-
49	6,04	63,89	1,10	53,01	-	61,05	1,09	49,53	1,23	53,62	1,26	48,05	1,37	49,14	-
50	4,57	58,05	0,92	49,33	-	55,27	0,79	43,96	0,94	48,77	0,94	44,56	1,03	45,58	-
51	9,56	75,59	1,44	61,80	-	74,10	1,33	60,57	1,22	65,23	1,66	61,78	1,62	57,29	-
52	10,50	78,32	1,52	64,16	-	77,47	1,50	63,17	1,35	68,35	1,85	64,55	1,81	59,40	-
53	10,50	78,32	1,52	64,16	-	77,47	1,50	63,17	1,35	68,35	1,85	64,55	1,81	59,40	-
54	12,92	84,64	1,71	70,20	-	85,90	1,58	69,33	1,26	76,32	2,05	74,07	1,86	64,69	-
55	14,18	87,63	1,80	73,35	-	90,19	1,77	72,31	1,39	80,48	2,30	78,00	2,08	67,38	-
56	4,25	67,95	0,75	59,91	-	64,92	0,63	49,70	0,78	57,83	0,75	52,48	0,85	54,25	-
57	3,99	66,70	0,72	59,25	-	63,80	0,59	48,42	0,74	56,97	0,71	51,94	0,81	53,63	-
58	1,47	53,24	0,42	51,15	-	52,36	0,31	32,83	0,48	48,65	0,41	46,80	0,46	47,51	-
59	9,66	89,51	1,24	73,43	-	86,22	1,12	70,47	1,04	75,68	1,36	70,56	1,40	66,57	-
60	10,50	92,30	1,31	75,53	-	89,33	1,24	73,10	1,13	78,45	1,50	72,89	1,53	68,41	-
61	10,61	92,64	1,32	75,79	-	89,72	1,26	73,42	1,14	78,80	1,52	73,18	1,55	68,64	-
62	12,44	98,32	1,44	80,38	-	96,40	1,25	78,79	1,03	84,86	1,58	81,29	1,51	72,61	-
63	11,18	94,48	1,36	77,23	-	91,83	1,10	75,15	0,94	80,70	1,40	77,50	1,34	69,90	-
64	13,23	100,61	1,50	82,35	-	99,21	1,34	80,98	1,09	87,46	1,69	83,67	1,62	74,28	-
65	3,68	77,26	0,66	71,29	-	74,51	0,53	53,77	0,70	67,33	0,64	61,90	0,73	63,76	-
66	3,26	75,03	0,61	70,24	-	72,62	0,48	51,25	0,66	65,94	0,59	61,13	0,67	62,80	-
67	1,00	61,83	0,35	60,19	-	61,57	0,28	33,30	0,48	58,49	0,39	57,02	0,44	57,56	-
68	7,77	96,30	1,04	81,53	-	91,69	0,83	73,17	0,84	80,84	0,98	75,88	1,04	72,87	-
69	8,72	100,13	1,11	83,89	-	95,43	0,94	76,84	0,92	83,96	1,10	78,39	1,16	74,91	-
70	11,97	112,11	1,35	92,03	-	107,89	1,11	88,15	0,95	94,70	1,34	90,40	1,33	81,83	-
71	13,39	116,82	1,44	95,57	-	113,15	1,26	92,59	1,05	99,38	1,52	94,57	1,49	84,79	-
72	11,03	108,80	1,28	89,66	-	104,33	1,01	85,05	0,89	91,58	1,23	87,62	1,22	79,84	-
73	0,92	34,14	0,41	32,82	-	33,60	0,30	20,95	0,49	31,25	0,40	30,15	0,45	30,85	-
74	8,38	64,39	1,48	52,68	-	63,40	1,59	51,77	1,60	55,86	1,90	51,72	1,91	49,72	-
75	12,15	73,98	1,82	62,09	-	76,44	2,06	61,17	1,79	68,29	2,57	65,09	2,40	58,18	-
76	6,36	60,17	1,28	49,42	-	57,86	1,34	47,26	1,50	50,79	1,52	45,95	1,62	46,38	-
77	12,30	76,96	1,87	64,29	-	78,98	2,15	63,41	1,87	70,41	2,60	66,96	2,44	59,93	-
78	4,54	46,76	1,35	38,69	-	44,74	1,23	36,37	1,48	39,28	1,38	36,81	1,42	36,91	-
79	4,57	48,36	1,11	40,12	-	46,21	1,01	37,50	1,22	40,59	1,20	37,27	1,27	38,08	-
80	4,55	47,92	1,41	39,74	-	45,80	1,28	37,18	1,54	40,23	1,41	37,83	1,45	37,76	-
81	8,53	59,06	1,96	48,66	-	59,23	1,87	48,05	1,77	52,45	2,21	50,98	2,02	46,60	-
82	8,64	61,16	1,62	50,30	-	61,08	1,54	49,64	1,46	54,02	1,94	51,75	1,83	47,93	-
83	8,61	60,64	2,06	49,89	-	60,62	1,95	49,24	1,85	53,63	2,26	52,22	2,05	47,60	-

84	3,21	59,10	0,62	53,36	-	56,72	0,57	42,18	0,79	50,89	0,67	43,84	0,81	48,43	-
85	3,01	57,03	0,69	51,74	-	54,79	0,61	40,49	0,86	49,24	0,71	43,63	0,84	46,99	-
86	3,80	62,33	0,75	55,19	-	59,59	0,74	45,40	0,99	53,15	0,83	45,54	0,99	50,16	-
87	4,17	63,74	0,73	55,77	-	60,83	0,62	46,97	0,78	54,08	0,76	48,24	0,87	50,77	-
88	4,05	62,05	0,82	54,33	-	59,22	0,70	45,69	0,88	52,65	0,82	47,90	0,92	49,52	-
89	4,94	67,54	0,88	58,03	-	64,33	0,82	50,62	0,98	56,91	0,94	50,64	1,07	52,89	-
90	4,98	67,38	0,81	57,80	-	64,17	0,66	50,58	0,77	56,75	0,82	51,77	0,91	52,71	-
91	5,25	67,38	0,96	57,34	-	64,15	0,81	50,95	0,93	56,62	0,96	52,26	1,04	52,41	-
92	5,12	68,29	0,90	58,47	-	65,03	0,75	51,36	0,86	57,49	0,89	52,87	0,98	53,30	-
93	11,69	91,17	1,36	74,56	-	89,56	1,27	73,17	1,09	78,87	1,62	74,20	1,60	67,87	-
94	12,23	91,30	1,61	74,79	-	90,31	1,55	73,64	1,32	79,67	1,89	75,81	1,82	68,16	-
95	11,20	90,13	1,45	73,66	-	88,14	1,31	72,08	1,14	77,54	1,62	73,62	1,59	67,07	-
96	28,15	125,57	2,15	115,71	-	144,27	2,57	109,10	1,57	133,19	3,60	131,32	3,01	101,05	-
97	28,52	124,03	2,49	115,51	-	144,04	3,03	108,30	1,84	133,41	4,03	132,59	3,29	100,88	-
98	37,91	138,00	2,44	140,12	-	174,21	3,28	125,32	1,77	165,41	4,76	165,42	3,76	119,12	-
99	8,86	96,14	1,33	79,98	-	91,77	1,18	74,31	1,16	80,64	1,32	75,64	1,37	71,74	-
100	8,21	95,14	1,01	79,80	-	90,66	0,87	72,93	0,87	79,78	1,04	73,49	1,11	71,50	-
101	8,45	95,04	1,20	79,41	-	90,63	1,04	73,14	1,03	79,70	1,19	74,39	1,25	71,21	-
102	12,66	109,39	1,65	89,47	-	106,06	1,30	86,80	1,06	93,17	1,53	90,86	1,43	79,85	-
103	16,53	122,77	1,54	100,61	-	121,54	1,41	99,08	1,07	107,24	1,78	102,55	1,69	89,01	-
104	16,74	122,03	1,80	100,11	-	121,19	1,67	98,69	1,26	107,03	2,00	103,45	1,86	88,63	-
105	3,21	50,22	0,80	44,13	-	47,95	0,67	36,86	0,89	42,68	0,79	38,94	0,89	40,68	-
106	7,43	66,77	1,34	54,69	-	64,49	1,24	52,75	1,26	56,62	1,48	53,02	1,50	50,98	-
107	10,32	77,67	1,51	63,61	-	76,73	1,39	62,59	1,23	67,67	1,75	64,56	1,67	58,92	-
108	3,28	67,65	0,73	62,21	-	65,19	0,63	47,27	0,86	58,84	0,72	53,62	0,83	55,95	-
109	9,38	93,89	1,39	77,46	-	89,96	1,42	73,27	1,39	78,97	1,54	72,45	1,62	69,77	-
110	14,90	111,39	1,82	91,25	-	110,15	2,06	89,82	1,69	97,16	2,27	91,25	2,23	81,50	-
111	1,76	34,66	0,57	31,64	-	33,34	0,38	24,44	0,53	30,02	0,49	28,73	0,54	29,38	-
112	1,97	31,69	0,78	27,98	-	30,28	0,52	23,14	0,70	26,99	0,65	26,05	0,68	26,48	-
113	1,71	37,14	0,59	34,43	-	35,86	0,40	25,69	0,56	32,45	0,51	31,20	0,55	31,71	-
114	2,22	36,70	0,77	32,54	-	35,09	0,53	26,69	0,70	31,32	0,65	30,00	0,70	30,46	-
115	2,77	59,81	0,76	55,42	-	57,74	0,58	41,41	0,79	52,25	0,69	49,61	0,76	50,03	-
116	2,42	58,44	0,73	55,10	-	56,67	0,54	39,53	0,77	51,58	0,65	49,35	0,72	49,65	-
117	2,07	54,63	0,63	52,13	-	53,15	0,47	36,24	0,67	48,62	0,58	46,63	0,64	47,05	-
118	2,52	61,69	0,75	58,28	-	59,84	0,57	41,61	0,80	54,52	0,67	52,13	0,75	52,40	-
119	1,86	35,18	0,59	31,89	-	33,79	0,40	24,99	0,55	30,35	0,51	28,99	0,56	29,67	-
120	2,87	35,71	0,99	30,24	-	34,00	0,72	27,12	0,91	29,98	0,88	28,61	0,91	29,03	-
121	2,17	39,47	0,67	35,57	-	37,86	0,47	28,22	0,63	33,95	0,59	32,37	0,64	32,96	-
122	2,87	39,71	0,90	34,18	-	37,82	0,65	29,71	0,84	33,48	0,80	31,77	0,85	32,26	-
123	3,07	61,39	0,81	56,17	-	59,09	0,63	43,15	0,84	53,25	0,73	50,32	0,81	50,77	-
124	2,12	56,77	0,68	54,18	-	55,26	0,50	37,54	0,73	50,59	0,61	48,64	0,68	48,91	-
125	3,18	60,53	0,81	54,96	-	58,16	0,63	42,92	0,83	52,28	0,74	49,23	0,81	49,77	-
126	1,66	56,82	0,60	54,52	-	55,78	0,45	35,54	0,69	51,69	0,57	50,12	0,63	50,32	-

Una vez obtenidos los valores de tensión y deformación teóricos, y también identificados los valores reales reportados por los ensayos, la relación entre ambos, tanto para la resistencia como para la deformación última, será un parámetro de comparación que nos indicará qué modelo tiene un mejor ajuste, puesto que los valores como resultado de la relación entre valores experimentales y teóricos puede indicar tres situaciones:

$$\text{Sí: } \frac{f'_{cu,exp}}{f'_{cu,mod}} = 1 \quad \text{Caso ideal}$$

$$\text{Sí: } \frac{f'_{cu,exp}}{f'_{cu,mod}} > 1 \quad \text{Del lado seguro}$$

$$\text{Sí: } \frac{f'_{cu,exp}}{f'_{cu,mod}} < 1 \quad \text{Del lado inseguro}$$

Lo mismo para el caso de las deformaciones.

$$\text{Sí: } \frac{\varepsilon_{cu,exp}}{\varepsilon_{cu,mod}} = 1 \quad \text{Caso ideal}$$

$$\text{Sí: } \frac{\varepsilon_{cu,exp}}{\varepsilon_{cu,mod}} > 1 \quad \text{Del lado seguro}$$

$$\text{Sí: } \frac{\varepsilon_{cu,exp}}{\varepsilon_{cu,mod}} < 1 \quad \text{Del lado inseguro}$$

Además, el análisis estadístico de dichos valores nos permitirá caracterizar la incertidumbre asociada al modelo teórico, variable fundamental a considerar en la calibración de los coeficientes parciales de seguridad.

El resultado de la aplicación de las dos relaciones anteriores se muestra a continuación en la tabla 4.2.

Tabla 4.2. Relación entre valores experimentales y teóricos de tensiones y deformaciones

$$\frac{f'_{cu,exp}}{f'_{cu,mod}} = a \quad ; \quad \frac{\varepsilon_{cu,exp}}{\varepsilon_{cu,mod}} = b$$

N ^a	Mander et al.		Pilakoutas		Toutanji H.		Spolestra		Eid y Paultre		Teng et al.		Wu y Zhou	
	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b
1	0,78	1,28	0,85	-	0,81	1,46	1,12	1,03	0,90	1,28	0,99	1,10	0,94	-
2	0,91	1,46	1,11	-	0,95	1,62	1,16	1,69	1,08	1,42	1,14	1,41	1,22	-
3	0,94	1,37	1,11	-	0,90	1,24	1,13	1,76	1,00	1,04	1,02	1,18	1,24	-
4	0,87	0,78	1,01	-	0,92	0,94	1,17	0,89	1,03	0,82	1,11	0,75	1,14	-
5	1,01	0,94	1,23	-	1,03	0,95	1,25	1,29	1,16	0,83	1,22	0,86	1,42	-
6	1,06	0,99	1,25	-	1,01	0,86	1,27	1,43	1,13	0,73	1,16	0,82	1,48	-
7	1,16	1,04	1,37	-	1,11	1,06	1,39	1,82	1,23	0,86	1,25	1,01	1,62	-
8	1,08	1,26	1,24	-	1,00	0,99	1,28	1,27	1,11	0,77	1,16	0,85	1,35	-
9	1,04	0,77	1,19	-	0,95	0,92	1,23	1,43	1,05	0,64	1,04	0,81	1,30	-
10	0,75	1,17	0,90	-	0,78	1,18	0,97	1,06	0,89	1,03	1,00	0,94	0,98	-
11	0,74	1,13	0,88	-	0,78	1,25	0,98	1,08	0,89	1,07	0,98	0,97	0,96	-
12	0,83	1,30	0,99	-	0,88	1,44	1,09	1,24	0,99	1,23	1,10	1,12	1,08	-
13	0,84	1,11	1,02	-	0,85	1,15	1,04	1,29	0,96	0,93	1,02	0,96	1,11	-
14	0,85	1,29	1,03	-	0,86	1,32	1,05	1,48	0,97	1,07	1,03	1,10	1,12	-
15	0,89	1,25	1,08	-	0,90	1,33	1,10	1,47	1,02	1,08	1,08	1,10	1,18	-
16	0,96	1,28	1,16	-	0,95	1,41	1,18	1,77	1,07	1,06	1,11	1,16	1,26	-
17	1,01	1,43	1,21	-	0,99	1,46	1,23	1,88	1,11	1,10	1,14	1,21	1,32	-
18	1,06	1,42	1,25	-	1,01	1,36	1,27	1,78	1,13	1,02	1,17	1,13	1,37	-
19	0,80	0,88	0,92	-	0,84	1,06	1,08	0,87	0,95	0,95	1,01	0,87	1,01	-
20	0,79	0,99	0,94	-	0,83	1,05	1,04	0,92	0,94	0,98	1,03	0,90	1,03	-
21	0,77	0,92	0,91	-	0,81	0,97	1,02	0,85	0,92	0,91	1,00	0,84	1,00	-
22	0,87	1,04	1,06	-	0,89	1,03	1,08	1,17	1,01	0,92	1,05	0,96	1,16	-
23	0,88	1,09	1,07	-	0,88	1,04	1,08	1,19	1,00	0,93	1,05	0,97	1,17	-
24	0,83	0,81	1,01	-	0,86	0,97	1,06	1,02	0,98	0,84	1,02	0,86	1,11	-
25	1,01	1,13	1,15	-	0,93	1,03	1,19	1,50	1,02	0,80	1,04	0,94	1,29	-
26	0,98	1,17	1,13	-	0,91	1,07	1,17	1,56	1,00	0,84	1,02	0,98	1,26	-
27	1,06	1,07	1,12	-	0,90	0,92	1,21	1,57	0,97	0,69	0,97	0,87	1,29	-
28	1,10	1,16	1,15	-	0,93	0,97	1,25	1,65	0,99	0,72	0,99	0,91	1,32	-
29	1,22	1,28	1,18	-	0,95	1,00	1,33	1,91	1,00	0,72	0,98	0,97	1,39	-
30	1,20	1,22	1,16	-	0,93	0,96	1,31	1,81	0,97	0,68	0,96	0,92	1,36	-
31	0,84	0,89	0,95	-	0,88	1,00	1,15	0,76	0,98	0,93	1,07	0,83	1,04	-
32	0,83	0,82	0,95	-	0,87	0,87	1,12	0,68	0,98	0,83	1,07	0,75	1,04	-
33	0,79	0,92	0,85	-	0,82	1,11	1,15	0,79	0,90	0,96	0,97	0,85	0,94	-
34	0,78	1,00	0,87	-	0,81	1,12	1,09	0,84	0,91	1,02	1,00	0,89	0,96	-
35	0,75	0,85	0,91	-	0,78	0,84	0,96	0,84	0,89	0,79	0,96	0,76	1,01	-
36	0,78	0,77	0,93	-	0,82	0,87	1,02	0,82	0,93	0,79	0,99	0,76	1,03	-
37	0,87	0,78	1,06	-	0,91	0,88	1,11	0,95	1,03	0,81	1,08	0,82	1,18	-
38	0,83	1,02	1,01	-	0,85	0,99	1,04	1,14	0,97	0,94	1,02	0,96	1,13	-
39	0,85	0,99	1,04	-	0,88	1,01	1,07	1,13	1,00	0,95	1,05	0,97	1,15	-
40	0,73	1,01	0,90	-	0,76	1,10	0,93	1,07	0,86	0,95	0,91	0,95	0,96	-

41	0,97	1,24	1,09	-	0,88	1,20	1,14	1,74	0,96	0,93	0,96	1,15	1,19	-
42	1,08	1,50	1,15	-	0,92	1,41	1,23	2,27	0,99	1,05	0,98	1,38	1,28	-
43	0,80	1,02	0,91	-	0,84	1,06	1,08	0,79	0,94	0,95	1,08	0,81	1,00	-
44	0,77	0,90	0,88	-	0,81	0,96	1,06	0,71	0,91	0,85	1,04	0,73	0,96	-
45	0,87	1,32	1,06	-	0,91	1,50	1,11	1,57	1,03	1,23	1,11	1,20	1,16	-
46	0,85	1,25	1,04	-	0,88	1,36	1,08	1,45	1,01	1,12	1,08	1,10	1,14	-
47	0,83	1,19	1,01	-	0,87	1,43	1,07	1,45	0,99	1,17	1,06	1,13	1,11	-
48	0,83	1,33	0,98	-	0,88	1,58	1,11	1,31	0,99	1,32	1,08	1,20	1,06	-
49	0,78	1,28	0,94	-	0,81	1,29	1,00	1,14	0,93	1,11	1,03	1,02	1,01	-
50	0,85	1,34	1,00	-	0,89	1,57	1,12	1,31	1,01	1,32	1,11	1,20	1,08	-
51	0,85	1,14	1,05	-	0,87	1,24	1,07	1,35	0,99	1,00	1,05	1,02	1,13	-
52	0,96	1,48	1,17	-	0,97	1,50	1,19	1,67	1,10	1,21	1,16	1,25	1,27	-
53	0,92	1,42	1,12	-	0,93	1,44	1,14	1,60	1,05	1,16	1,11	1,20	1,21	-
54	0,98	1,43	1,18	-	0,97	1,55	1,20	1,94	1,09	1,20	1,12	1,32	1,28	-
55	1,09	1,68	1,30	-	1,06	1,71	1,32	2,18	1,19	1,32	1,22	1,46	1,42	-
56	0,81	1,30	0,91	-	0,84	1,57	1,10	1,26	0,95	1,31	1,04	1,15	1,01	-
57	0,78	0,65	0,88	-	0,82	0,80	1,08	0,63	0,91	0,66	1,00	0,58	0,97	-
58	0,91	0,89	0,95	-	0,93	1,20	1,48	0,78	1,00	0,91	1,04	0,81	1,03	-
59	0,94	1,26	1,14	-	0,97	1,40	1,19	1,50	1,11	1,15	1,19	1,12	1,26	-
60	0,86	1,05	1,05	-	0,89	1,10	1,08	1,21	1,01	0,91	1,09	0,90	1,16	-
61	0,92	1,26	1,12	-	0,95	1,32	1,16	1,45	1,08	1,09	1,16	1,07	1,24	-
62	0,98	1,20	1,20	-	1,00	1,40	1,22	1,69	1,14	1,10	1,19	1,15	1,33	-
63	0,98	1,24	1,20	-	1,01	1,53	1,23	1,80	1,15	1,20	1,19	1,25	1,32	-
64	0,93	1,17	1,14	-	0,95	1,31	1,16	1,61	1,07	1,03	1,12	1,08	1,27	-
65	0,75	1,05	0,81	-	0,78	1,30	1,08	0,98	0,86	1,08	0,94	0,94	0,91	-
66	0,84	0,78	0,90	-	0,87	0,99	1,23	0,73	0,95	0,81	1,03	0,71	1,00	-
67	0,94	1,40	0,97	-	0,94	1,73	1,74	1,03	0,99	1,27	1,02	1,12	1,01	-
68	0,77	1,17	0,92	-	0,81	1,46	1,02	1,43	0,92	1,23	0,98	1,16	1,02	-
69	0,78	0,73	0,93	-	0,81	0,87	1,01	0,88	0,92	0,74	0,99	0,70	1,04	-
70	0,95	1,06	1,16	-	0,99	1,29	1,21	1,50	1,12	1,07	1,18	1,08	1,30	-
71	0,92	1,00	1,13	-	0,95	1,15	1,17	1,38	1,09	0,96	1,14	0,97	1,27	-
72	0,95	0,92	1,15	-	0,99	1,16	1,21	1,32	1,13	0,96	1,18	0,97	1,29	-
73	0,92	0,95	0,96	-	0,93	1,28	1,50	0,80	1,00	0,97	1,04	0,87	1,02	-
74	0,89	1,38	1,09	-	0,91	1,29	1,11	1,28	1,03	1,08	1,11	1,07	1,15	-
75	0,94	1,42	1,12	-	0,91	1,26	1,14	1,45	1,02	1,01	1,07	1,08	1,19	-
76	0,95	0,96	1,15	-	0,99	0,92	1,21	0,82	1,12	0,81	1,24	0,76	1,23	-
77	0,94	0,93	1,12	-	0,91	0,81	1,14	0,93	1,02	0,67	1,08	0,71	1,20	-
78	0,92	1,21	1,11	-	0,96	1,33	1,18	1,10	1,09	1,18	1,16	1,15	1,16	-
79	0,78	0,84	0,94	-	0,82	0,92	1,01	0,77	0,93	0,78	1,01	0,73	0,99	-
80	0,96	1,19	1,15	-	1,00	1,31	1,23	1,09	1,14	1,19	1,21	1,16	1,21	-
81	0,96	0,88	1,17	-	0,96	0,92	1,18	0,98	1,08	0,78	1,11	0,86	1,22	-
82	0,90	0,97	1,10	-	0,90	1,02	1,11	1,08	1,02	0,81	1,07	0,86	1,15	-
83	0,93	0,82	1,12	-	0,93	0,86	1,14	0,91	1,05	0,74	1,07	0,82	1,18	-
84	0,84	0,89	0,93	-	0,88	0,97	1,18	0,70	0,98	0,82	1,14	0,69	1,03	-
85	0,89	0,96	0,98	-	0,93	1,08	1,25	0,77	1,03	0,93	1,16	0,79	1,08	-
86	0,78	0,81	0,88	-	0,82	0,82	1,07	0,61	0,92	0,73	1,07	0,61	0,97	-
87	0,84	0,91	0,96	-	0,88	1,06	1,14	0,84	0,99	0,87	1,11	0,76	1,06	-

88	0,88	0,75	1,01	-	0,92	0,89	1,20	0,71	1,04	0,76	1,14	0,67	1,10	-
89	0,77	0,73	0,89	-	0,81	0,78	1,02	0,65	0,91	0,68	1,02	0,60	0,98	-
90	0,89	0,74	1,03	-	0,93	0,90	1,18	0,78	1,05	0,73	1,15	0,66	1,13	-
91	0,90	0,72	1,06	-	0,95	0,86	1,19	0,75	1,07	0,73	1,16	0,67	1,16	-
92	0,88	0,81	1,03	-	0,93	0,98	1,17	0,85	1,05	0,82	1,14	0,75	1,13	-
93	1,00	1,06	1,23	-	1,02	1,14	1,25	1,32	1,16	0,89	1,23	0,90	1,35	-
94	0,98	0,85	1,20	-	0,99	0,88	1,22	1,03	1,12	0,72	1,18	0,75	1,31	-
95	0,96	0,81	1,18	-	0,98	0,89	1,20	1,02	1,12	0,72	1,18	0,74	1,29	-
96	1,13	1,14	1,23	-	0,99	0,96	1,31	1,57	1,07	0,68	1,08	0,82	1,41	-
97	1,13	0,96	1,22	-	0,97	0,79	1,30	1,30	1,05	0,59	1,06	0,73	1,39	-
98	1,21	1,11	1,19	-	0,95	0,82	1,33	1,52	1,01	0,57	1,01	0,72	1,40	-
99	0,86	0,63	1,03	-	0,90	0,70	1,11	0,72	1,02	0,63	1,09	0,61	1,15	-
100	0,87	0,69	1,04	-	0,91	0,81	1,14	0,80	1,04	0,67	1,13	0,63	1,16	-
101	0,87	0,64	1,04	-	0,91	0,74	1,13	0,74	1,03	0,64	1,11	0,61	1,16	-
102	0,99	0,69	1,21	-	1,02	0,88	1,25	1,08	1,16	0,75	1,19	0,80	1,35	-
103	0,91	0,73	1,11	-	0,92	0,80	1,13	1,05	1,04	0,63	1,09	0,66	1,26	-
104	0,88	0,62	1,08	-	0,89	0,67	1,09	0,89	1,01	0,56	1,04	0,60	1,22	-
105	0,79	1,26	0,90	-	0,83	1,50	1,08	1,13	0,93	1,27	1,02	1,13	0,98	-
106	0,86	1,41	1,05	-	0,89	1,54	1,09	1,51	1,02	1,29	1,09	1,27	1,13	-
107	0,96	1,51	1,17	-	0,97	1,65	1,19	1,86	1,10	1,31	1,15	1,37	1,26	-
108	0,88	0,93	0,96	-	0,92	1,08	1,27	0,79	1,02	0,94	1,12	0,82	1,07	-
109	0,85	0,87	1,03	-	0,89	0,84	1,09	0,86	1,01	0,78	1,10	0,74	1,15	-
110	0,90	0,88	1,09	-	0,91	0,78	1,11	0,95	1,03	0,71	1,09	0,72	1,23	-
111	0,96	1,18	1,06	-	1,00	1,75	1,37	1,26	1,11	1,36	1,16	1,25	1,14	-
112	0,99	0,98	1,12	-	1,03	1,48	1,35	1,11	1,16	1,19	1,20	1,13	1,18	-
113	1,00	1,20	1,08	-	1,03	1,75	1,44	1,24	1,14	1,38	1,19	1,26	1,17	-
114	1,06	1,19	1,19	-	1,11	1,73	1,45	1,29	1,24	1,39	1,29	1,31	1,27	-
115	0,85	0,71	0,92	-	0,88	0,93	1,23	0,68	0,98	0,79	1,03	0,71	1,02	-
116	0,95	0,81	1,01	-	0,98	1,08	1,41	0,77	1,08	0,90	1,13	0,81	1,12	-
117	0,95	0,77	1,00	-	0,98	1,05	1,44	0,73	1,07	0,85	1,12	0,77	1,11	-
118	0,73	1,01	0,77	-	0,75	1,34	1,08	0,95	0,82	1,13	0,86	1,01	0,85	-
119	0,92	0,65	1,01	-	0,95	0,96	1,29	0,70	1,06	0,74	1,11	0,68	1,09	-
120	1,02	1,00	1,21	-	1,08	1,38	1,35	1,09	1,22	1,12	1,28	1,09	1,26	-
121	0,91	0,98	1,01	-	0,95	1,41	1,27	1,04	1,05	1,13	1,11	1,04	1,09	-
122	0,93	1,09	1,08	-	0,98	1,50	1,25	1,17	1,11	1,22	1,16	1,16	1,15	-
123	0,82	0,68	0,89	-	0,85	0,88	1,16	0,66	0,94	0,75	1,00	0,68	0,99	-
124	0,92	0,56	0,97	-	0,95	0,76	1,39	0,52	1,03	0,62	1,08	0,56	1,07	-
125	0,91	0,52	1,00	-	0,94	0,67	1,28	0,51	1,05	0,57	1,11	0,52	1,10	-
126	0,94	0,93	0,98	-	0,96	1,24	1,51	0,81	1,04	0,99	1,07	0,89	1,07	-

Con todos los valores calculados en la tabla anterior, para visualizar y analizar de forma gráfica, a continuación los representaremos tomando en el eje de abscisas el número identificativo del ensayo y en el eje de ordenadas, el valor de la relación entre datos experimentales y teóricos. Con ello se verá la tendencia de los valores que se encuentran por encima o por debajo de la unidad (del lado seguro o inseguro).

Primeramente para el caso de las tensiones, los gráficos obtenidos se muestran en las figuras siguientes (Fig. 4.1 a Fig. 4.7)

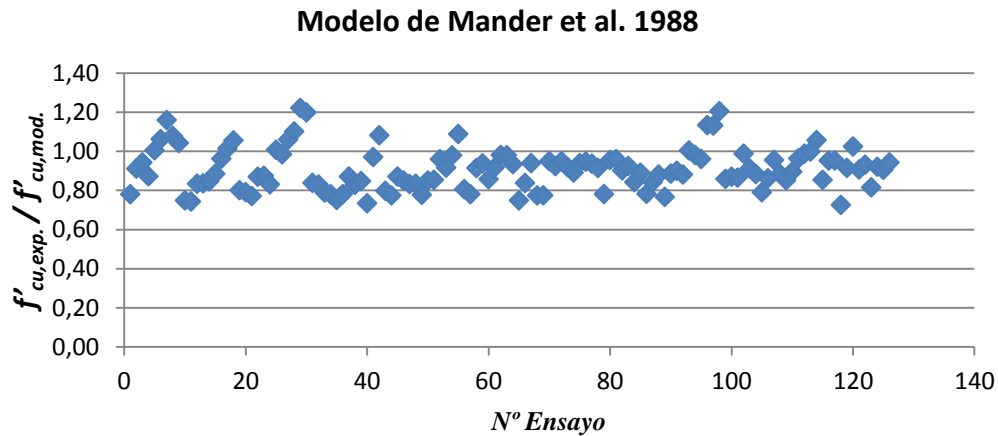


Fig. 4.1. Número de ensayo versus $f'_{cu,exp.}/f'_{cu,mod.}$. (Modelo de Mander et al 1988)

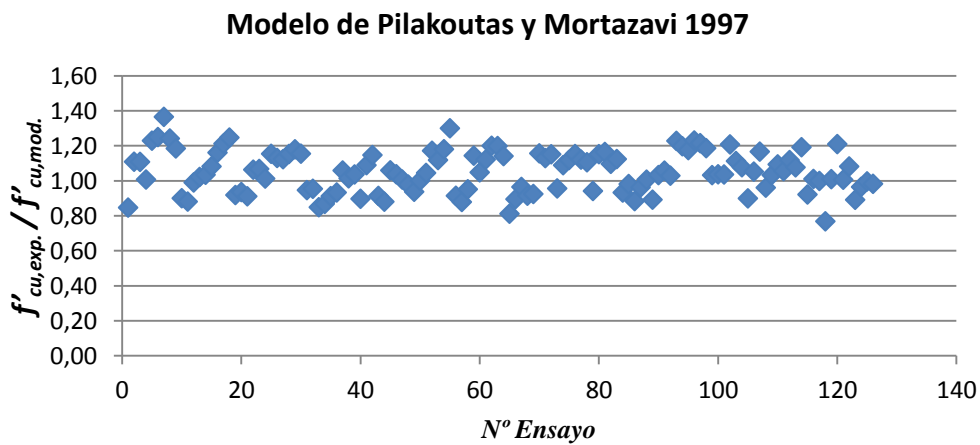


Fig. 4.2. Número de ensayo versus $f'_{cu,exp.}/f'_{cu,mod.}$. (Modelo de Pilakoutas y Moratazavi 1997)

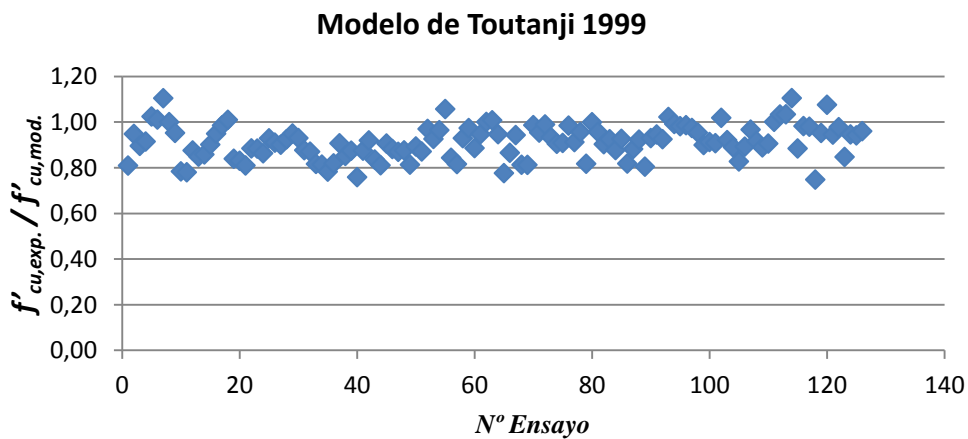


Fig. 4.3. Número de ensayo versus $f'_{cu,exp.}/f'_{cu,mod.}$. (Modelo de Toutanji 1999)

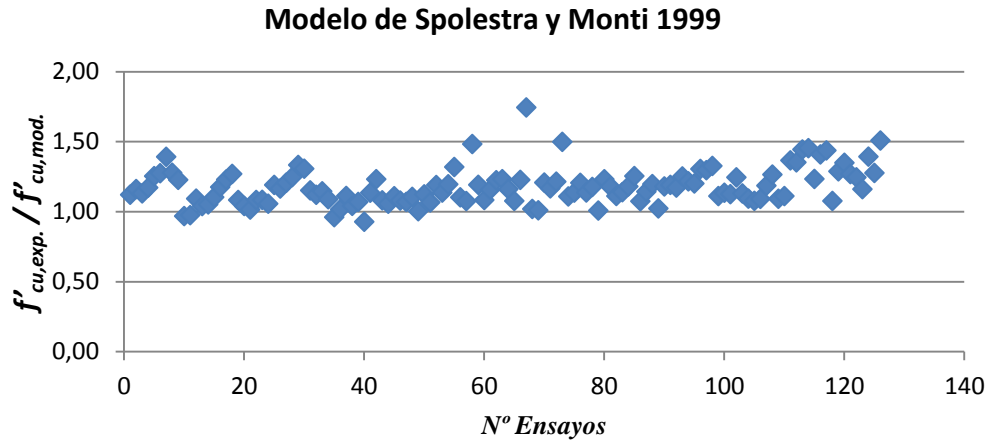


Fig. 4.4. Número de ensayo versus $f'_{cu,exp.}/f'_{cu,mod.}$ (Modelo de Spolestra y Monti 1999)

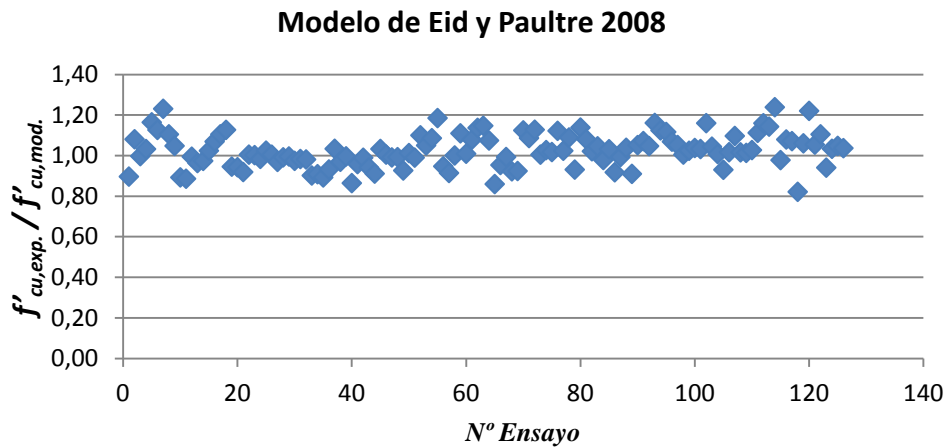


Fig. 4.5. Número de ensayo versus $f'_{cu,exp.}/f'_{cu,mod.}$ (Modelo de Eid y Paultre 2008)

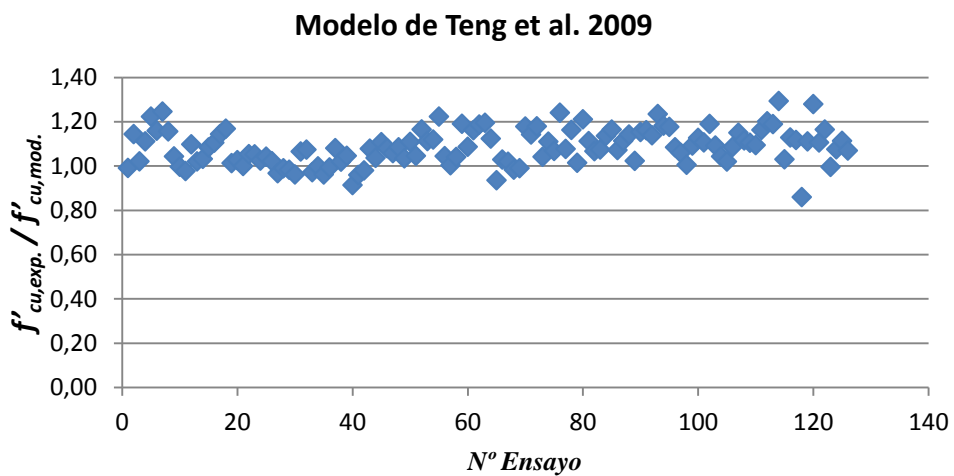


Fig. 4.6. Número de ensayo versus $f'_{cu,exp.}/f'_{cu,mod.}$ (Modelo de Teng et al. 2009)

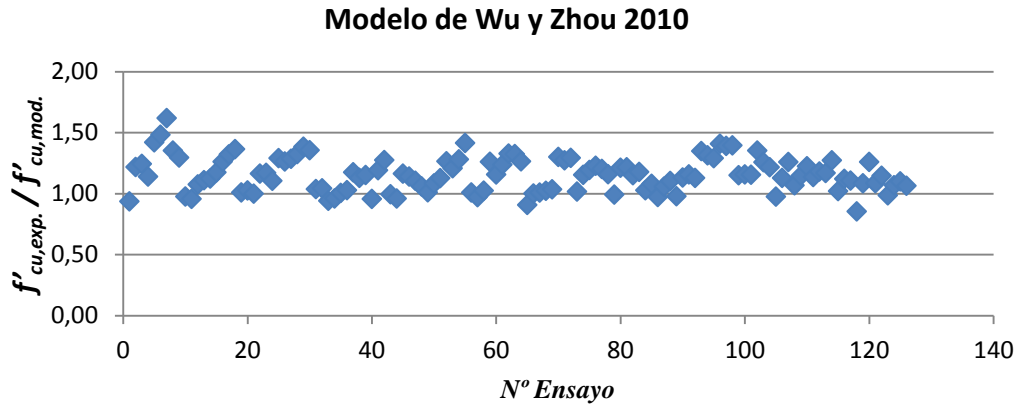


Fig. 4.7. Número de ensayo versus $f'_{cu,exp.}/f'_{cu,mod.}$ (Modelo de Wu and Zhou 2010)

De la misma forma se muestran los resultados obtenidos para las deformaciones, teniendo en cuenta que los modelos de confinamiento de Pilakoutas y Wu y Zhou no dan expresiones para calcular las deformaciones teóricas. Los gráficos obtenidos se muestran en las figuras siguientes (Fig. 4.8 a Fig. 4.12)

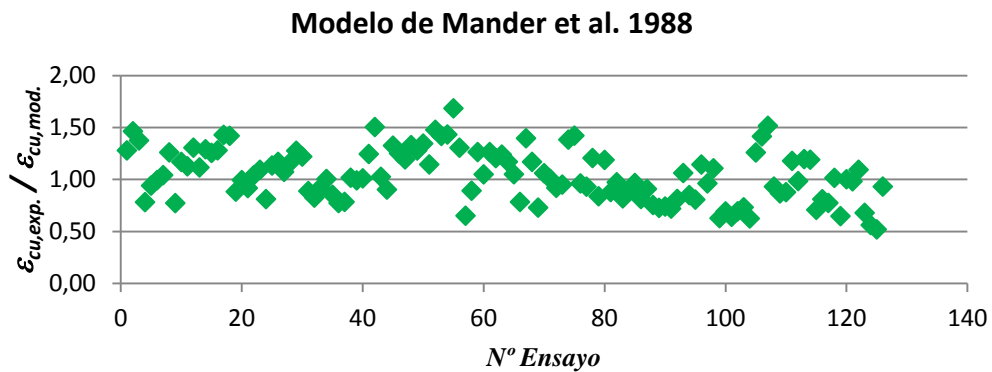


Fig. 4.8. Número de ensayo versus $\varepsilon_{cu,exp.}/\varepsilon_{cu,mod.}$ (Modelo de Mander et al. 1988)

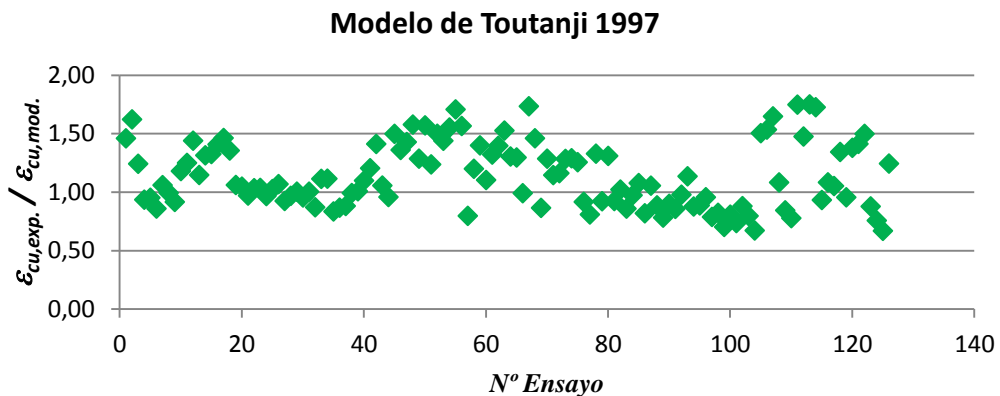


Fig. 4.9. Número de ensayo versus $\varepsilon_{cu,exp.}/\varepsilon_{cu,mod.}$ (Modelo de Toutanji H. 1999)

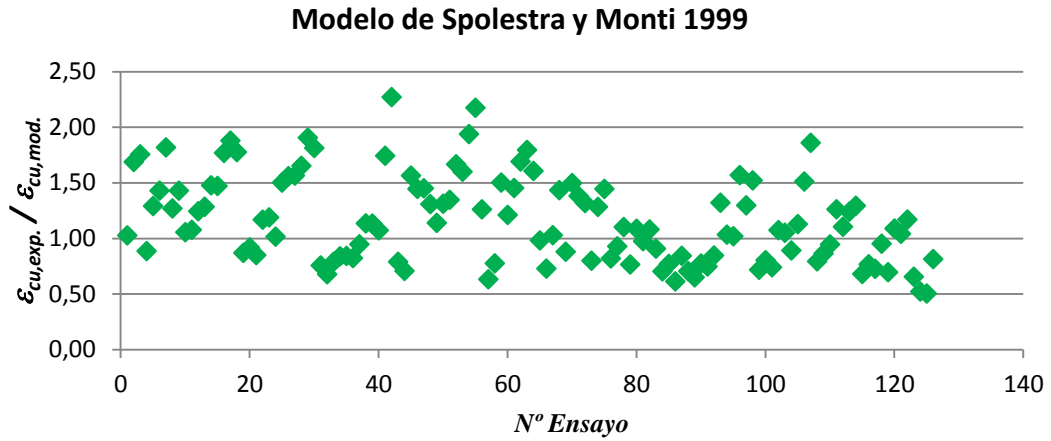


Fig. 4.10 Número de ensayo versus $\varepsilon_{cu,exp.} / \varepsilon_{cu,mod.}$ (Modelo de Spolestra y Monti 1999)

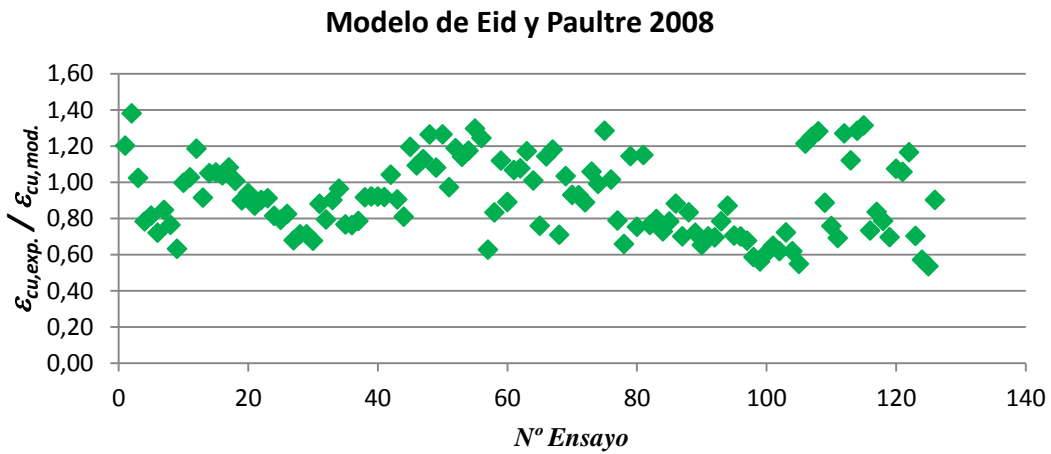


Fig. 4.11 Número de ensayo versus $\varepsilon_{cu,exp.} / \varepsilon_{cu,mod.}$ (Modelo de Spolestra y Monti 1999)

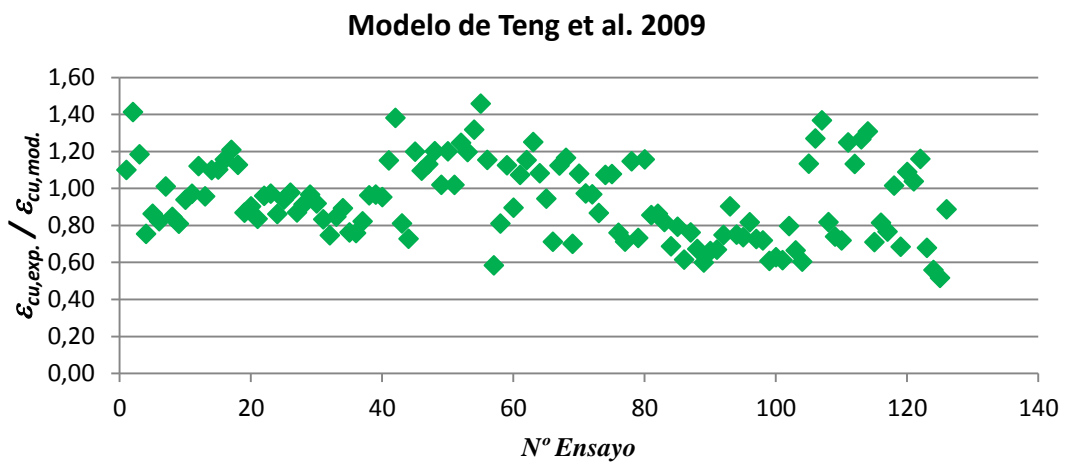


Fig. 4.12. Número de ensayo versus $\varepsilon_{cu,exp.} / \varepsilon_{cu,mod.}$ (Modelo de Teng 2009)

Otro parámetro interesante de comparación es ver si se está o no del lado seguro en función de la resistencia del hormigón confinado (resistencias del hormigón bajas y altas). Para ello se representa en el eje de abscisas la resistencia obtenida experimentalmente y en el eje de ordenadas el valor de la relación entre datos experimentales y teóricos.

De la misma forma, primeramente veremos las tensiones. Los gráficos obtenidos se muestran en las figuras siguientes (Fig. 4.13 a Fig. 4.19)

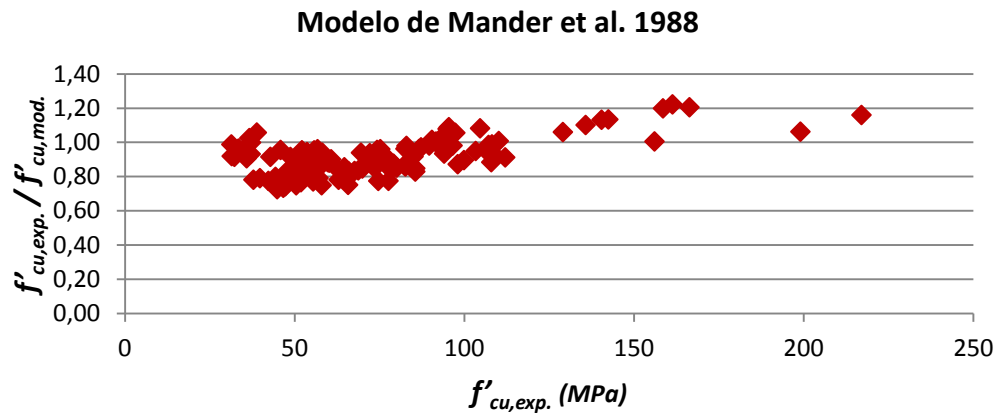


Fig. 4.13. $f'_{cu,exp.}$ Versus $f'_{cu,exp.}/f'_{cu,mod.}$ (Modelo de Mander et al. 1988)

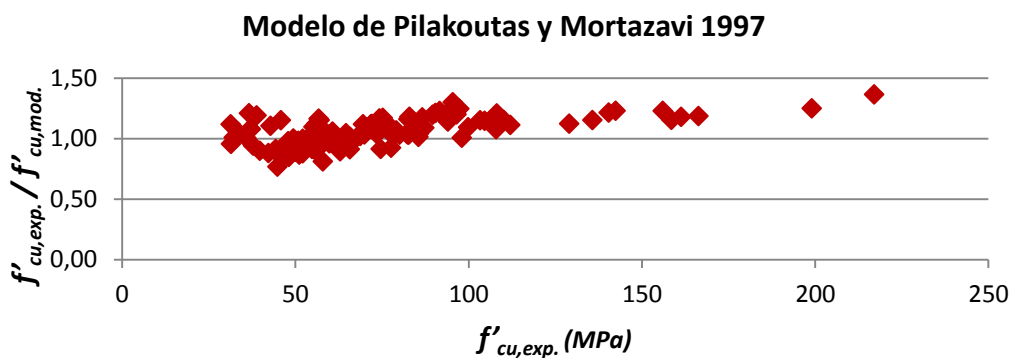


Fig. 4.14. $f'_{cu,exp.}$ Versus $f'_{cu,exp.}/f'_{cu,mod.}$ (Modelo de Pilakoutas y Mortazavi 1997)

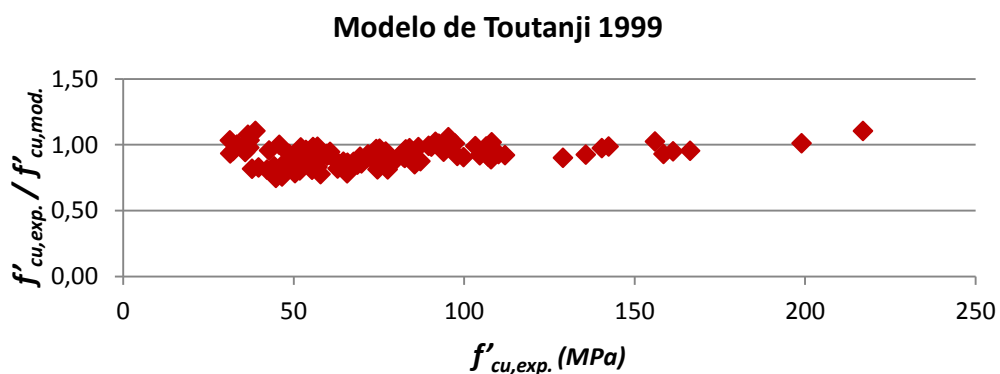


Fig. 4.15. $f'_{cu,exp.}$ Versus $f'_{cu,exp.}/f'_{cu,mod.}$ (Modelo de Toutanji 1999)

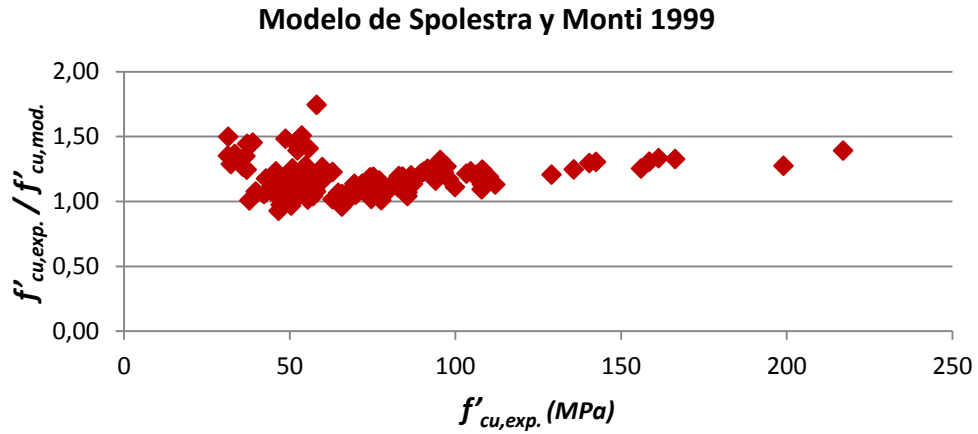


Fig. 4.16. $f'_{cu,exp.}$ Versus $f'_{cu,exp.}/f'_{cu,mod.}$ (Spolestra y Monti 1999)

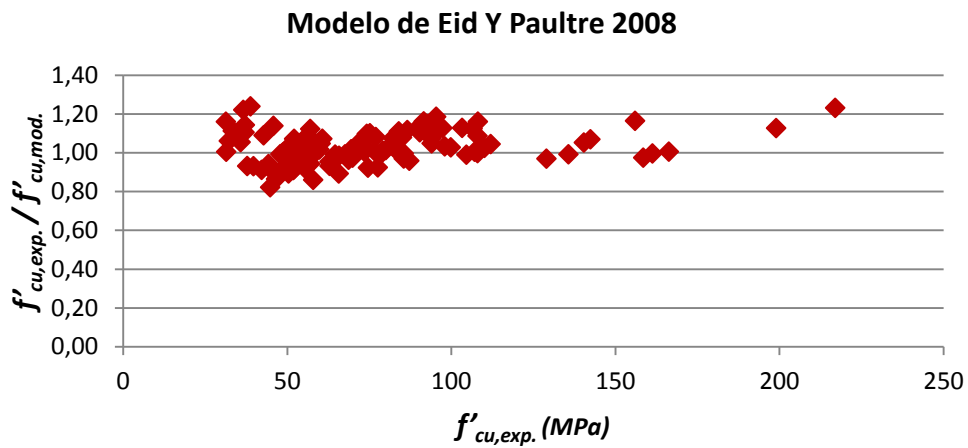


Fig. 4.17. $f'_{cu,exp.}$ Versus $f'_{cu,exp.}/f'_{cu,mod.}$ (Eid y Paultre 2008)

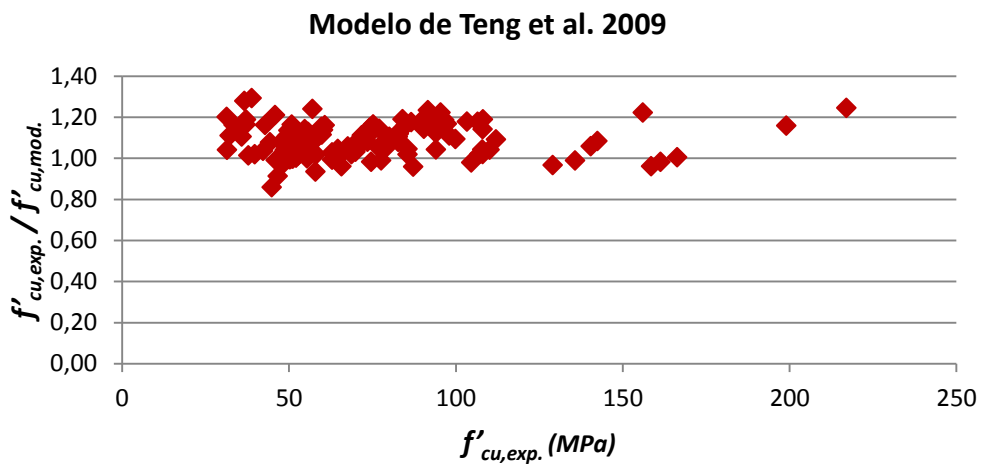


Fig. 4.18. $f'_{cu,exp.}$ Versus $f'_{cu,exp.}/f'_{cu,mod.}$ (Modelo de Teng et al. 2009)

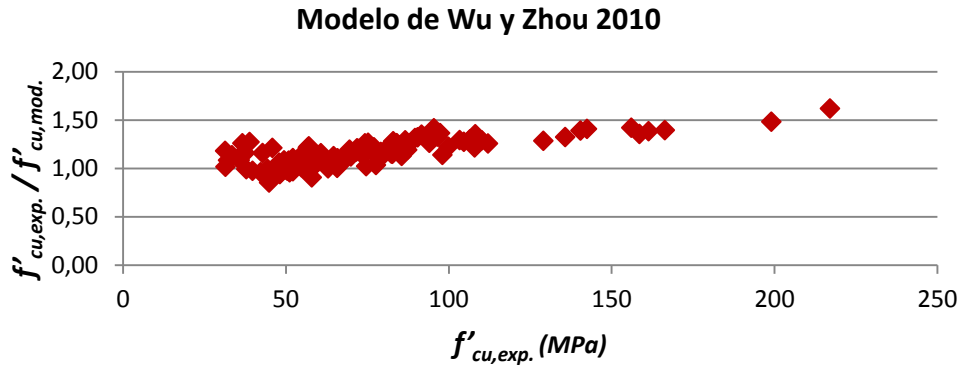


Fig. 4.19. $f'_{cu,exp.}$ Versus $f'_{cu,exp.}/f'_{cu,mod.}$ (Modelo de Wu y Zhou 2010)

En general, podemos decir que la tendencia es que los modelos sean más conservadores a medida que aumenta la resistencia real del hormigón confinado.

Al igual que para las tensiones, teniendo en cuenta ahora que los modelos de confinamiento de Pilakoutas y Wu y Zhou no dan expresiones para calcular las deformaciones teóricas, se muestran en las figuras siguientes (Fig. 4.20 a Fig. 4.24) los resultados obtenidos:

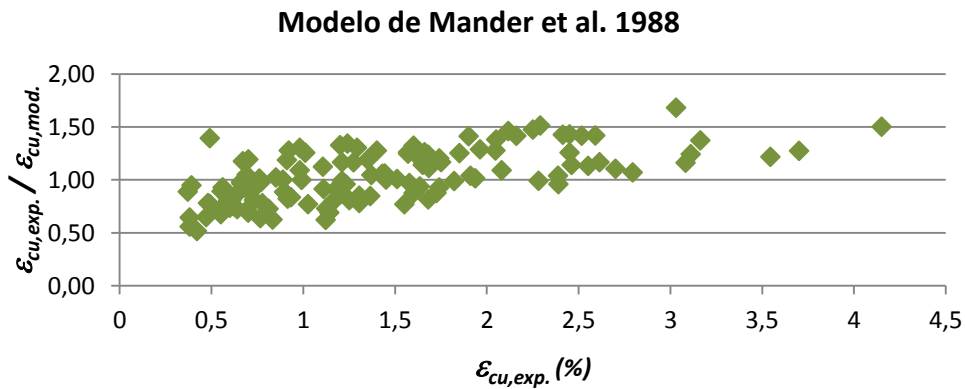


Fig. 4.20 $\epsilon_{cu,exp}$ versus $\epsilon_{cu,exp.}/\epsilon_{cu,mod.}$ (Modelo de Mander et al. 1988)

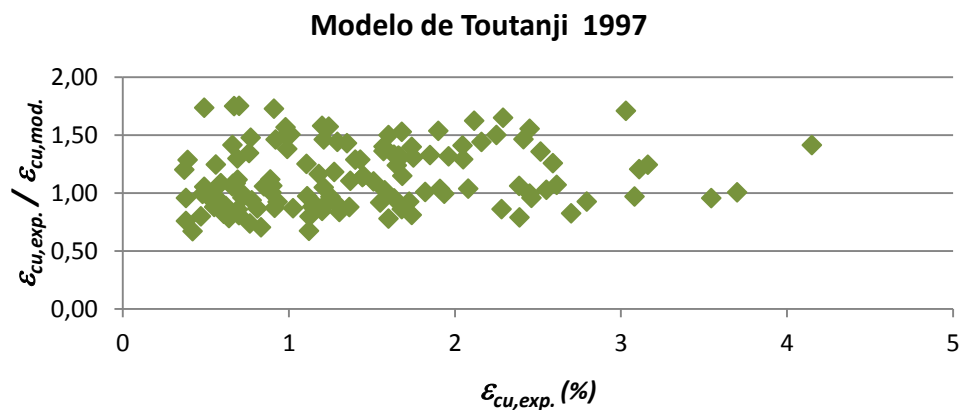


Fig. 4.21 $\epsilon_{cu,exp}$ versus $\epsilon_{cu,exp.}/\epsilon_{cu,mod.}$ (Modelo de Toutanji H. 1999)

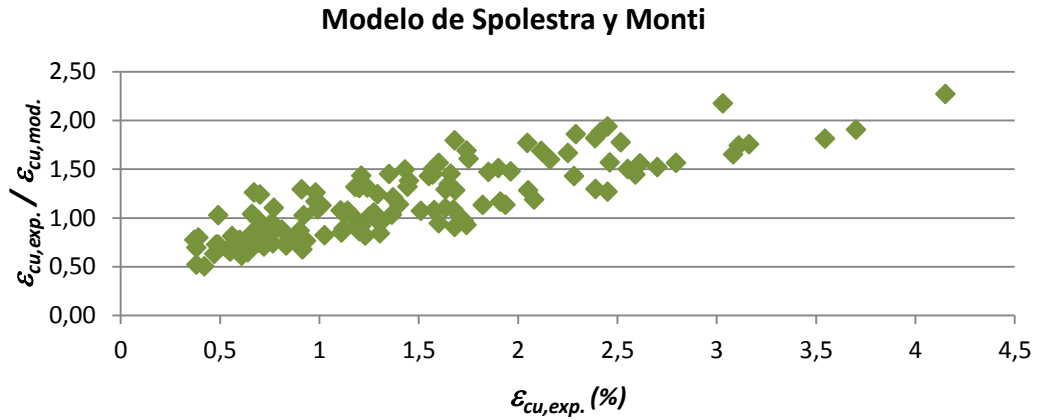


Fig. 4.22 $\varepsilon_{cu,exp}$ versus $\varepsilon_{cu,exp} / \varepsilon_{cu,mod}$. (Modelo de Spolestra y Monti 1999)

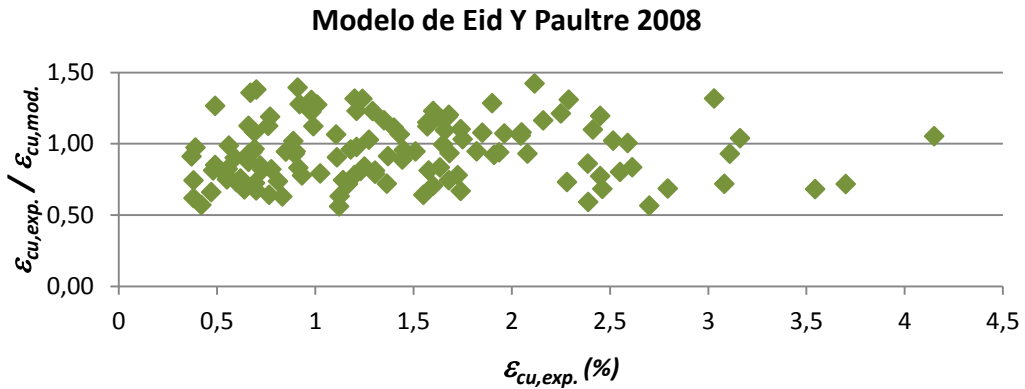


Fig. 4.23 $\varepsilon_{cu,exp}$ versus $\varepsilon_{cu,exp} / \varepsilon_{cu,mod}$. (Modelo de Eid y Paultre 2008)

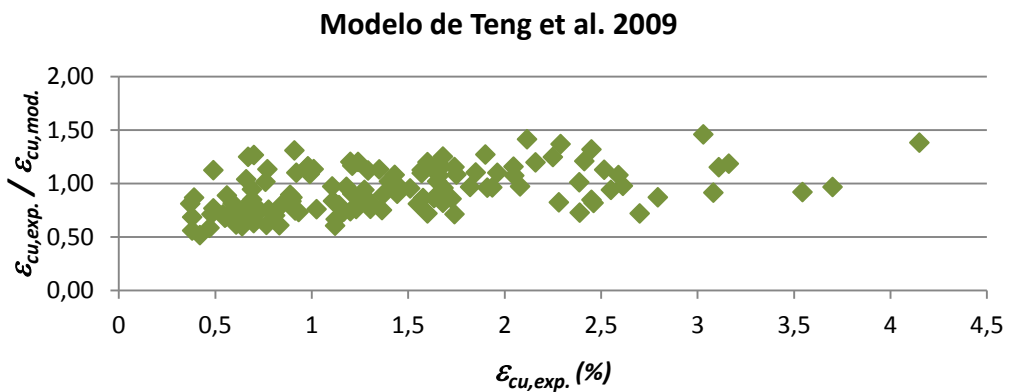


Fig. 4.24 $\varepsilon_{cu,exp}$ versus $\varepsilon_{cu,exp} / \varepsilon_{cu,mod}$. (Modelo de Teng et al. 2009)

De todo el análisis de los modelos de confinamiento, comparados gráficamente, se ha visto que el modelo que mejor ajuste presenta frente a los valores reales, es el modelo de Teng et al. 2009. Este primer análisis será verificado realizando un análisis analítico, mediante el análisis estadístico, mostrado en el siguiente punto. Con lo cual, finalmente se podrá definir el modelo de confinamiento que mejor ajuste haya presentado de entre todos los modelos estudiados.

4.4. ANÁLISIS ESTADÍSTICO.

Todos estos tipos de análisis de modelos de confinamiento presentan dispersión en los resultados, por tanto, esta tendencia es necesario tratarla desde el punto de vista probabilístico, porque trata la incertidumbre en los resultados considerando las variables como aleatorias. Posteriormente, este análisis se utilizará en el proceso de calibración para realizar la corrección del modelo.

El análisis estadístico básicamente consistirá en caracterizar la variable mediante sus parámetros estadísticos o momentos principales, como son: la media, desviación estándar o coeficiente de variación y el tipo de distribución teórica que mejor se ajuste a los resultados experimentales.

Los valores de la media y la desviación estándar, se los puede obtener directamente por las expresiones ya conocidas:

$$\mu_x = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (4.3)$$

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \mu_x)^2} \quad (4.4)$$

El coeficiente de variación es definido como:

$$V_x = \frac{\sigma_x}{\mu_x} \quad (4.5)$$

Aplicando las expresiones anteriores a los modelos de confinamiento estudiados, los resultados obtenidos se muestran en la siguiente tabla (4.3):

Tabla 4.3. Media, desviación típica y coeficiente de variación para los modelos de confinamiento tomados en estudio.

$$\frac{f'_{cu,exp}}{f'_{cu,mod}} = a \quad ; \quad \frac{\varepsilon_{cu,exp}}{\varepsilon_{cu,mod}} = b$$

	Mander et al.		Pilakoutas		Toutanji H.		Spolestra		Eid y Paultre		Teng et al.		Wu y Zhou	
	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b
μ_x	0,903	1,008	1,046	-	0,912	1,109	1,172	1,105	1,022	0,920	1,083	0,910	1,150	-
σ_x	0,105	0,244	0,117	-	0,073	0,274	0,128	0,384	0,082	0,215	0,080	0,212	0,138	-
V_x	0,116	0,242	0,112	-	0,080	0,247	0,109	0,348	0,080	0,234	0,074	0,233	0,120	-

De la tabla anterior (tabla 4.3), y confirmando lo que ya se había mencionado anteriormente (en el análisis gráfico), el modelo que presenta un mejor ajuste es evidentemente el modelo de Teng, J. et al. (2009), puesto que presenta un valor medio μ_x más próximo al valor teórico (igual a 1) y menores valores de desviación típica σ_x y coeficiente de variación V_x , que son parámetros estadísticos de comparación. Por tanto, a partir de ahora, el resto del análisis estadístico y los procesos de calibración, estarán basado en el modelo de confinamiento de Teng, J. et al. 2009.

Extrayendo de la tabla anterior (4.3), los valores de la media, desviación típica y coeficiente de variación para el modelo de Teng, J. et al 2009, se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 4.4 Media, desviación típica y coeficiente de variación para el modelo de Teng et al. 2009

	$f^{cu,exp}/f^{cu,mod.}$	$\varepsilon_{cu,exp}/\varepsilon_{cu,mod.}$
Media =	1,083	0,910
Desviación típica =	0,080	0,212
Coefficiente de variación =	0,074	0,233

Para verificar el tipo de distribución de probabilidad, nos basaremos en el papel normal de probabilidad, que está hecho de tal forma que una distribución normal generaría una línea recta al dibujarse en el papel X_i vs P_i . Este efecto es fácil de conseguir al transformar y graficar en una escala lineal los valores de X_i vs Z_i obtenido según la ecuación (4.7). El procedimiento para graficar en el papel de probabilidad normal es el siguiente:

1. Ordenar los datos X_i de forma creciente. El menor valor será X_1 , el siguiente será X_2 y así sucesivamente hasta llegar al X_n . En este caso nuestras variables X son $f^{cu,exp}/f^{cu,mod}$ y $\varepsilon_{cu,exp}/\varepsilon_{cu,mod}$.

2. Asociar cada valor de X_i con el correspondiente P_i acumulado según,

$$P_i = \frac{i}{N + 1} \quad (4.6)$$

3. Para cada valor P_i , obtener el valor Z_i por la ecuación (4.7):

$$Z_i = \Phi^{-1} P_i \quad (4.7)$$

Donde:

Φ^{-1} Es la inversa de la función de probabilidad acumulada de una variable Normal con media cero y desviación típica 1.

4. Graficar los valores de (X_i, Z_i) . Si el gráfico sigue aproximadamente una línea recta se concluye que los datos pueden modelarse con una distribución Normal.

Todos los procedimientos y gráficos obtenidos se muestran a continuación:

Tabla. 4.5. Análisis del tipo de distribución probabilística para el modelo de Teng et al. 2009

N°	$f_{cu,exp.}/f_{cu,mod.}$	$\varepsilon_{cu,exp.}/\varepsilon_{cu,mod.}$	Probabilidad P_i	$Z_i = \Phi^{-1}(P_i)$
1	0,86	0,52	0,01	-2,41
2	0,91	0,56	0,02	-2,15
3	0,94	0,58	0,02	-1,98
4	0,96	0,60	0,03	-1,86
5	0,96	0,60	0,04	-1,76
6	0,96	0,61	0,05	-1,67
7	0,97	0,61	0,06	-1,60
8	0,97	0,61	0,06	-1,53
9	0,98	0,63	0,07	-1,47
10	0,98	0,66	0,08	-1,41
11	0,98	0,66	0,09	-1,36
12	0,98	0,67	0,09	-1,31
13	0,99	0,67	0,10	-1,27
14	0,99	0,68	0,11	-1,23
15	0,99	0,68	0,12	-1,18
16	0,99	0,69	0,13	-1,15
17	1,00	0,70	0,13	-1,11
18	1,00	0,71	0,14	-1,07
19	1,00	0,71	0,15	-1,04
20	1,00	0,71	0,16	-1,00
21	1,00	0,72	0,17	-0,97
22	1,01	0,72	0,17	-0,94
23	1,01	0,73	0,18	-0,91
24	1,01	0,73	0,19	-0,88
25	1,02	0,73	0,20	-0,85
26	1,02	0,74	0,20	-0,82
27	1,02	0,74	0,21	-0,80
28	1,02	0,75	0,22	-0,77
29	1,02	0,75	0,23	-0,74
30	1,02	0,75	0,24	-0,72
31	1,02	0,75	0,24	-0,69
32	1,02	0,76	0,25	-0,67
33	1,03	0,76	0,26	-0,64
34	1,03	0,76	0,27	-0,62
35	1,03	0,76	0,28	-0,60
36	1,03	0,77	0,28	-0,57
37	1,03	0,79	0,29	-0,55
38	1,04	0,80	0,30	-0,53
39	1,04	0,81	0,31	-0,50

40	1,04	0,81	0,31	-0,48
41	1,04	0,81	0,32	-0,46
42	1,04	0,81	0,33	-0,44
43	1,04	0,82	0,34	-0,42
44	1,04	0,82	0,35	-0,39
45	1,05	0,82	0,35	-0,37
46	1,05	0,82	0,36	-0,35
47	1,05	0,82	0,37	-0,33
48	1,05	0,83	0,38	-0,31
49	1,06	0,84	0,39	-0,29
50	1,06	0,85	0,39	-0,27
51	1,07	0,85	0,40	-0,25
52	1,07	0,86	0,41	-0,23
53	1,07	0,86	0,42	-0,21
54	1,07	0,86	0,43	-0,19
55	1,07	0,86	0,43	-0,17
56	1,07	0,87	0,44	-0,15
57	1,07	0,87	0,45	-0,13
58	1,08	0,87	0,46	-0,11
59	1,08	0,89	0,46	-0,09
60	1,08	0,89	0,47	-0,07
61	1,08	0,90	0,48	-0,05
62	1,08	0,90	0,49	-0,03
63	1,08	0,90	0,50	-0,01
64	1,08	0,91	0,50	0,01
65	1,08	0,92	0,51	0,03
66	1,09	0,94	0,52	0,05
67	1,09	0,94	0,53	0,07
68	1,09	0,94	0,54	0,09
69	1,09	0,95	0,54	0,11
70	1,09	0,96	0,55	0,13
71	1,10	0,96	0,56	0,15
72	1,10	0,96	0,57	0,17
73	1,11	0,97	0,57	0,19
74	1,11	0,97	0,58	0,21
75	1,11	0,97	0,59	0,23
76	1,11	0,97	0,60	0,25
77	1,11	0,97	0,61	0,27
78	1,11	0,97	0,61	0,29
79	1,11	0,98	0,62	0,31
80	1,11	1,01	0,63	0,33
81	1,11	1,01	0,64	0,35
82	1,11	1,02	0,65	0,37
83	1,11	1,02	0,65	0,39

84	1,11	1,04	0,66	0,42
85	1,12	1,07	0,67	0,44
86	1,12	1,07	0,68	0,46
87	1,12	1,08	0,69	0,48
88	1,12	1,08	0,69	0,50
89	1,13	1,08	0,70	0,53
90	1,13	1,09	0,71	0,55
91	1,14	1,10	0,72	0,57
92	1,14	1,10	0,72	0,60
93	1,14	1,10	0,73	0,62
94	1,14	1,10	0,74	0,64
95	1,14	1,12	0,75	0,67
96	1,14	1,12	0,76	0,69
97	1,15	1,12	0,76	0,72
98	1,15	1,13	0,77	0,74
99	1,16	1,13	0,78	0,77
100	1,16	1,13	0,79	0,80
101	1,16	1,13	0,80	0,82
102	1,16	1,15	0,80	0,85
103	1,16	1,15	0,81	0,88
104	1,16	1,15	0,82	0,91
105	1,16	1,15	0,83	0,94
106	1,16	1,16	0,83	0,97
107	1,16	1,16	0,84	1,00
108	1,17	1,16	0,85	1,04
109	1,18	1,16	0,86	1,07
110	1,18	1,18	0,87	1,11
111	1,18	1,20	0,87	1,15
112	1,18	1,20	0,88	1,18
113	1,19	1,20	0,89	1,23
114	1,19	1,20	0,90	1,27
115	1,19	1,21	0,91	1,31
116	1,19	1,25	0,91	1,36
117	1,19	1,25	0,92	1,41
118	1,20	1,25	0,93	1,47
119	1,21	1,26	0,94	1,53
120	1,22	1,27	0,94	1,60
121	1,22	1,31	0,95	1,67
122	1,23	1,32	0,96	1,76
123	1,24	1,37	0,97	1,86
124	1,25	1,38	0,98	1,98
125	1,28	1,41	0,98	2,15
126	1,29	1,46	0,99	2,41

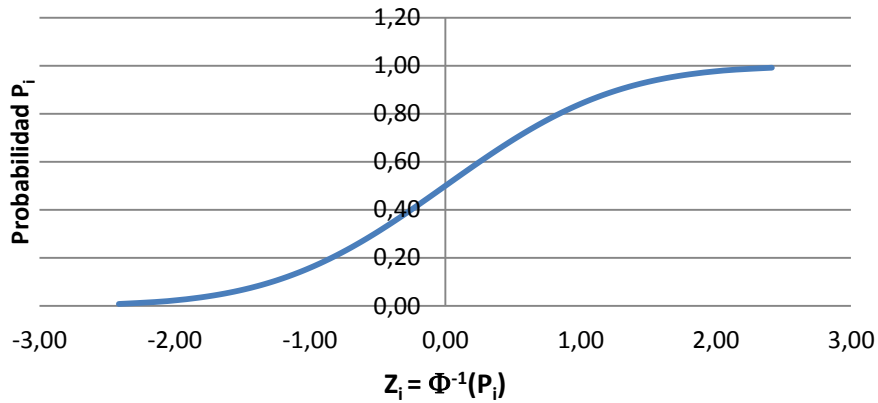


Fig. 4.25 Función de probabilidad acumulada de una variable Normal estandarizada.

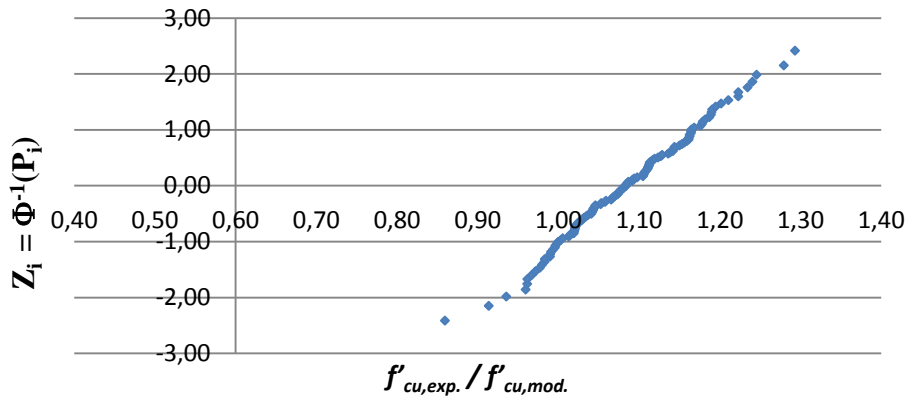


Fig. 4.26 Representación del par $(f'_{cu,exp}/f'_{cu,mod}; Z_i)$ para evaluar el tipo de distribución probabilística.

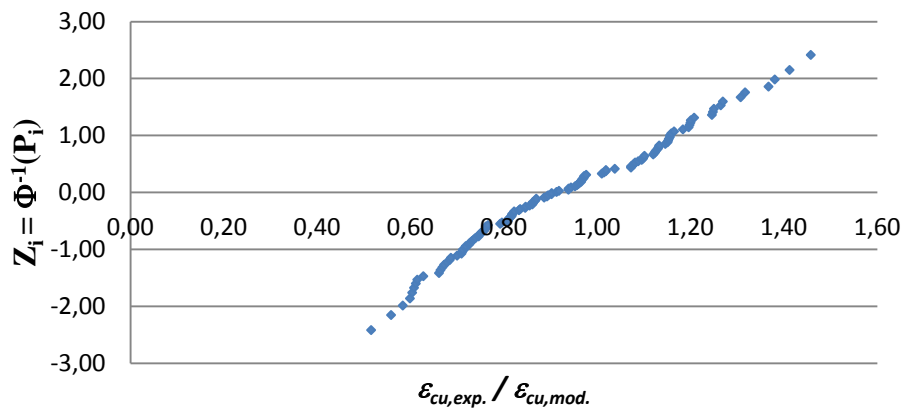


Fig. 4.27 Representación del par $(\epsilon_{cu,exp}/\epsilon_{cu,mod}; Z_i)$ para evaluar el tipo de distribución probabilística.

De los gráficos anteriores (Fig. 4.26 y Fig. 4.27), tanto para la relación de tensiones como deformaciones, puesto que los pares de puntos tiende a seguir un línea recta se concluye que, el tipo de distribución probabilística es de tipo Normal.

5. ESTUDIO DE SISTEMAS ESTRUCTURALES **Y TIPOLOGÍA DE PILAS DE PUENTES**

5.1. INTRODUCCIÓN.

Es importante estudiar y detallar los sistemas estructurales y tipología de pilas de puentes para los cuales serán calibrados los coeficientes parciales de seguridad, ya que es poco probable esperar que un formato de norma de diseño estructural pueda representar todas las situaciones de diseño posible. Por tanto, es necesario definir el alcance de dichos sistemas estructurales y tipologías de pilas de puentes, que cubran los esquemas estructurales más utilizados, procurando cubrir en el estudio y posterior proceso de calibración un rango suficientemente representativo del conjunto de pilas de hormigón armado más utilizados en puentes convencionales, para que el presente estudio sea lo más general posible.

Los puentes en general se pueden clasificar en diferentes tipos. Sin embargo, el conjunto de posibilidades que la tecnología actual nos ofrece para realizar puentes se puede ordenar en función de dos variables fundamentales: el material utilizado en la realización del puente y la tipología estructural empleada. Podría considerarse una tercera variable, no tan independiente como las otras dos pero que tiene cierta autonomía propia, el proceso constructivo.

Si bien los sistemas estructurales y tipología de pilas de puentes pueden ser muy variados, y no es objeto de estudio entrar en detalle en cada uno de ellos, sin embargo, para ver más claramente, cuáles son sus características de cada uno y distinguiendo desde el punto de vista de la aplicabilidad de los materiales compuestos como refuerzo, se realizará una breve descripción de cada uno de los sistemas estructurales y tipología de pilas de puentes, para definir, finalmente para que sistemas estructurales y tipología de pilas de puentes se realizará la calibración de los coeficientes parciales de seguridad.

5.2. SISTEMAS ESTRUCTURALES DE PUENTES.

Según el sistema estructural, de entre la multitud de disposiciones posibles en la configuración de la estructura resistente del puente, podemos establecer tres grandes familias (Manterola, J. 2006):

a) Puentes de tramo recto o puentes viga. Se podrían definir vagamente como aquellos puentes en los cuales el camino de rodadura del móvil que lo utiliza coincide con la estructura resistente principal. Es una definición algo imprecisa y vista desde el móvil. Desde un punto de vista resistente podríamos decir que son puentes viga, que utilizan la flexión generalizada (flexión, cortantes, torsión, etc.) como mecanismo fundamental para transmitir las cargas. Fig.5.1.



Fig. 5.1. Puentes viga

b) En segundo lugar están los puentes pórtico, más que un tipo de estructura de puente con carácter propio es una estructura intermedia entre el arco y la viga por lo que presenta características propias de ambos.



Fig. 5.2 Puentes pórtico

c) En tercer lugar tenemos los puentes arco, que utilizan a este último, en sus muchas modalidades, como elemento fundamental de soporte del tablero. Fig. 5.3 y Fig. 5.4.

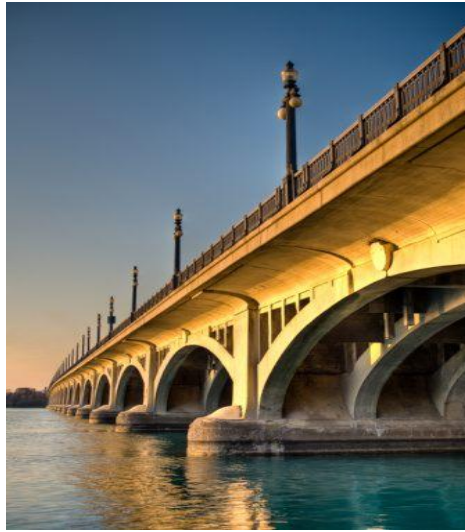


Fig. 5.3 Puentes arco (de tablero superior)



Fig. 5.4 Puentes arco (de tablero intermedio)

d) En cuarto lugar los puentes atirantados fig. 5.5 y colgados fig. 5.6, que utilizan una serie de tirantes o un cable colgado ó ambos a la vez como soporte principal del tablero, por donde circulan los coches.



Fig. 5.5 Puente atirantado



Fig. 5.6 Puente colgante

Naturalmente estas cuatro familias de puentes se utilizan con cualquiera de los dos materiales básicos, el hormigón y el acero. Tenemos puentes arco de hormigón ó puentes rectos mixtos o puentes colgantes metálicos, siendo intercambiables, en la mayoría de los casos, la tipología y el material resistente utilizado.

5.2.1 OTRAS TIPOLOGÍAS.

Dentro de este grupo se expone una serie de puentes con una peculiar característica que es su movilidad.

Puentes flotantes.

Se apoyan sobre flotadores que pueden tener diversos tamaños. Consisten fundamentalmente en un tablero apoyado sobre una serie de elementos flotantes que sirven para mantenerlo en una situación más o menos fija. Estos elementos flotantes son muy variados tales como barcas, pontones cerrados, etc.

Los primeros puentes flotantes fueron de odres o barcas y datan del Siglo V antes de Cristo. Ya desde esta fecha a nuestros días se vienen utilizando este tipo de puentes flotantes en ríos profundos o donde resulta difícil cimentar.

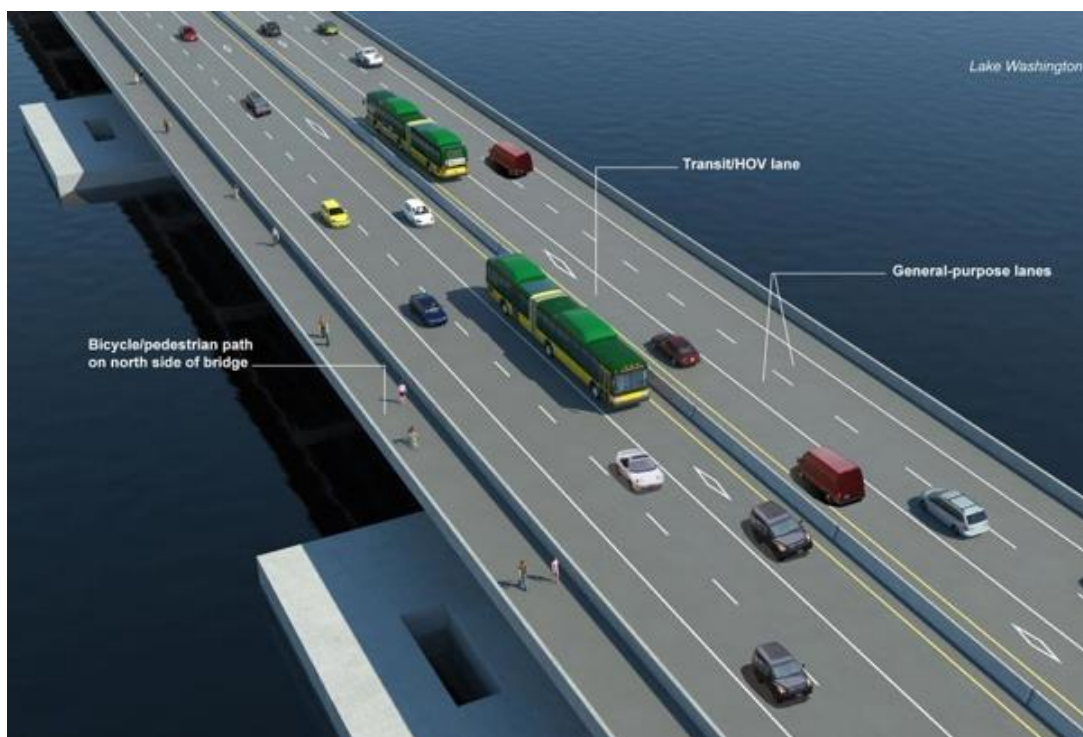


Fig. 5.6 Puentes flotantes

Puentes móviles.

Los puentes móviles son aquellos en que el tablero o parte de él es móvil con tal de permitir el paso alternativo a dos tipos de tráfico muy diferente, generalmente el terrestre y el marítimo. De este modo cuando están cerrados permiten el paso de los vehículos rodados o ferrocarriles y cuando están abiertos permiten el paso de los barcos.

Los primeros puentes móviles aparecen en la Edad Media con una función defensiva si bien actualmente se utilizan para la alternancia de tráfico.

Podemos establecer dos tipos de clasificaciones. Respecto a las que atienden a su traslación distinguimos:

- Traslación mediante desplazamiento libre: Consiste en el desplazamiento mediante remolcadores u otro mecanismo las partes del puente apoyadas sobre barcas o pontones.
- Traslación mediante desplazamiento vertical: Puentes elevables mediante una traslación paralela.
- Traslación mediante desplazamiento horizontal: Son puentes rodantes en que el tablero se desplaza según el eje longitudinal del puente.
- Rotación alrededor de un eje horizontal: Son puentes levadizos.
- Basculantes.
- Rotación a lo largo de un eje vertical: En ellos el tablero gira sobre el eje vertical del apoyo y pasa de la posición de puente cerrado que es transversal a la del canal de navegación a la de puente abierto que es paralela a él.



Fig. 5.7 Puentes móviles

Otra clasificación es la que distingue entre:

- Puentes Basculantes: Giran alrededor de un eje horizontal situado en una línea de apoyos de manera que podemos incluir en ellos los levadizos y los basculantes. Son los puentes más clásicos y de mayor uso en la actualidad.
- Puentes Giratorios: Los puentes giratorios de eje vertical tienen dos posibilidades de apertura que son el giro de dos vanos simétricos respecto a una pila situada en el centro del canal de navegación o bien girar dos semivanos con sus compensaciones sobre dos pilas situadas en los bordes del canal.
- Puentes de desplazamiento vertical: Son tableros simplemente apoyados cuyos apoyos se pueden mover verticalmente para elevarlos a la cota que requiere el gálibo del canal de navegación. Normalmente se elevan tirando de sus cuatro esquinas. Este sistema es apto para luces grandes.
- Puentes de desplazamiento horizontal: La mayoría son flotantes. El puente se desplaza longitudinalmente sobre rodillos avanzando o retrocediendo en voladizo libre hasta llegar al apoyo de la otra orilla.

También se han desarrollado otros sistemas que combinan el desplazamiento horizontal con el vertical y otros en los que el movimiento es por desplazamiento en horizontal de un tramo flotante situado entre dos líneas de pontones que forman una U y le sirven de guía.

Puentes trasbordadores.

Al igual que en el caso anterior participa de la característica de la movilidad contraria a la idea de puente. Su precursor fue el ingeniero Ferdinand Arnodin. Se utilizan para luces grandes o muy grandes.

El trasbordador consiste en una viga fija situada a la altura requerida por el gálibo de la cual se cuelga una plataforma móvil generalmente mediante cables que transporta los vehículos de una orilla a la opuesta.

Esta tipología en seguida pasó de moda y desde 1916 no se ha vuelto a construir ninguno con la sola excepción del SkyRide de Chicago para la exposición universal de 1933.

5.3 TIPOLOGÍA DE PILAS DE PUENTE.

Su tipología es muy variada pues, en la mayoría de las ocasiones, las exigencias resistentes y funcionales no son tan estrictas como para que las determinen claramente, lo que permite una gran variación en su tratamiento formal.

Únicamente, en el caso de tableros muy altos, la forma de las pilas y sus dimensiones vienen bastante determinados por los problemas de pandeo, por los esfuerzos producidos por el viento y el sismo, estos últimos, sólo si el puente se sitúa en zona sísmica.

Existe una estrecha relación entre la forma del dintel y la de las pilas. El diseño de uno y otro elemento está interrelacionado tanto desde el punto de vista resistente como del formal. La pila con su rigidez y disposición constituye las condiciones de contorno del dintel, de la misma manera que la forma del dintel constituye la manera en que la pila se ve solicitada.

A esta primera condición de dependencia hay que añadir la altura de la pila como segunda condición. La altura determina la importancia de los efectos de las solicitaciones horizontales.

En el caso de que se encuentre en el lecho de un río la pila se encontrará sometida a las presiones correspondientes al obstáculo que ella misma y su cimiento presentan ante el paso de la corriente. Las sobreelevaciones en el nivel del río aguas arriba del puente y las socavaciones que se producen en la cimentación son las otras consecuencias de la acción mutua de la corriente del río y las pilas.

Este conjunto de condiciones influye en el diseño de las pilas con mayor o menor intensidad pero deja gran margen de maniobra para que otro tipo de consideraciones sean tenidas en cuenta.

Resumiendo, como criterio de diseño, resulta conveniente conservar el trabajo como ménsula en el sentido longitudinal pero tratando de crear, transversalmente, un esquema que nos asegure un grado de rigidez adecuado a la funcionalidad de la estructura.

A continuación enunciaremos algunas de las formas mas frecuentes que toman los pilares en los puentes de luces pequeñas y medianas.

- Pilar en forma de columna única, son frecuentemente usados en cruces oblicuos y puentes de planta curva, también en los de planta recta (Fig. 5.8).

En este caso la columna trabaja como ménsula longitudinal y transversalmente, por lo que su uso no es el más recomendable allí donde se presuman importantes cargas horizontales. Tal es el caso de las zonas con fuerte sismicidad.

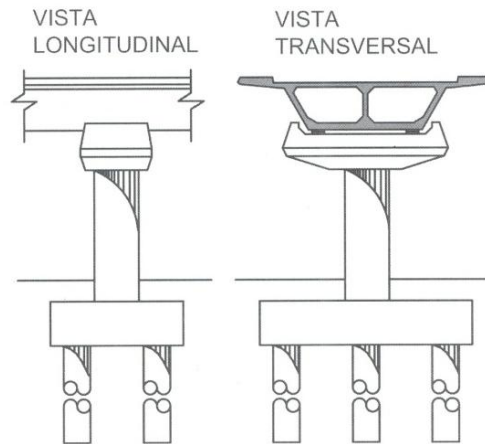


Fig. 5.8 Pilar con columna única
(Somenson H. 2005)

Si el eje del puente es recto (Fig. 5.9) y está cargado sobre media calzada, despreciando el aporte estabilizante de los estribos, su estabilidad y deformabilidad dependerán de la capacidad flexional de una única columna.

En estas circunstancias, sería conveniente aporticar la columna con la viga principal, y esta viga debería contar con una importante rigidez torsional. Una sección tipo cajón sería adecuada para este caso.

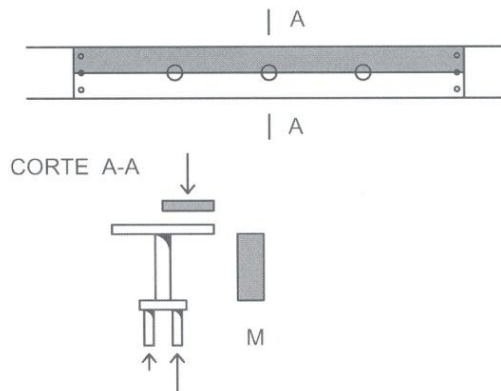


Fig. 5.9 Puente recto con columna única.
(Somenson H. 2005)

En un puente de planta curva (Fig. 5.10), el desarrollo en planta del eje permite un esquema de columnas que estabiliza la tendencia al giro de la viga principal con la sola acción de los axiles en las columnas, sin necesidad de desarrollar flexión.

Bajo este esquema, la viga principal se puede vincular con las columnas mediante un apoyo simple. También aquí resulta imprescindible disponer una adecuada rigidez torsional en la viga principal.

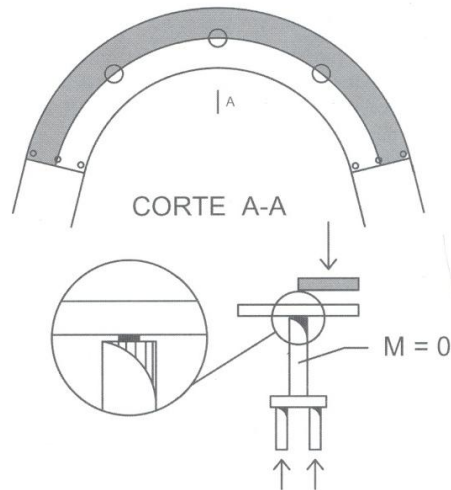


Fig. 5.10 Puente de planta curva con columna única.
(Somenson H. 2005)

- Pilar conformado por columnas circulares múltiples, que se apoyan sobre un cabezal de pilotes (Fig. 5.11). Este pilar funciona en el sentido longitudinal como una ménsula y en el transversal como un pórtico. El cabezal de pilotes constituye un elemento rígido que, además de repartir la carga entre los pilotes, se comporta en forma aporticada en ambos sentidos, longitudinal y transversalmente.

Ésta última característica hace que los pares actuantes a ese nivel se puedan contrarrestar con esfuerzos axiales en los pilotes, quedando los mismos con las flexiones generadas únicamente por las acciones horizontales.

La construcción de un cabezal de pilotes puede complicarse si estamos fundando en el cauce de un río, por ejemplo. Para posibilitar su construcción se hace necesario desviar el río, si fuese posible, o bien crear un recinto cerrado y estanco para posibilitar la excavación, colocación de armaduras, encofrado y llenado del cabezal.

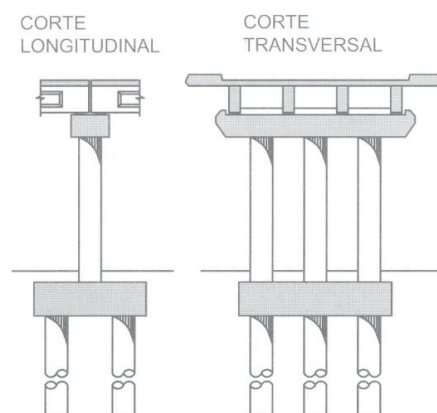


Fig. 5.11 Pilar con columnas múltiples fundado con pilotes
(Somenson H. 2005)

- También se puede realizar el pilar anterior pero utilizando pilotes de gran diámetro como columnas, sin solución de continuidad (Fig. 5.12). Eliminando de esta forma los inconvenientes que puede representar la construcción del cabezal de los pilotes anteriores, aunque no sin perder algunas ventajas funcionales de esa solución.

El pilar en forma de pilote-columna se comporta longitudinalmente en forma de ménsula en toda su altura, mientras que en la solución con cabezal, la ménsula existe sólo en la altura de la columna, aporciándose luego con el cabezal.

El diámetro del pilote-columna es generalmente mayor que el de la columna en la solución con cabezal, pesando esto negativamente tanto en el aspecto estético como en lo que tiene que ver con la luz libre entre columnas, en el caso de un cruce sobre un curso de agua.

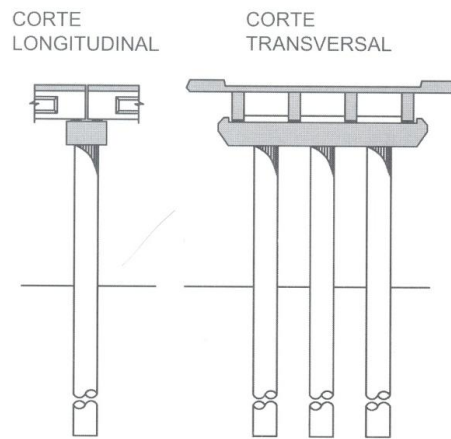


Fig. 5.12 Pilar con pilotes-columna
(Somenson H. 2005)

- Otra tipología, muestra un pilar con dos columnas, funcionando como ménsula longitudinalmente y como pórtico biarticulado en la base transversalmente (Fig. 5.13). La sección de las columnas es rectangular. La columna, longitudinalmente, se empotra en la base y se articula en el coronamiento. En una vista longitudinal, sus dimensiones responden a ese funcionamiento.

En cambio, en el sentido transversal, la columna se articula en la base y se empotra elásticamente en el dintel. También en este caso, en una vista transversal, su geometría se ajusta a estas condiciones.

Esta solución se utiliza en los cruces a distinto nivel, cuando se hace necesario permitir el tránsito por debajo del puente, en el sentido longitudinal.

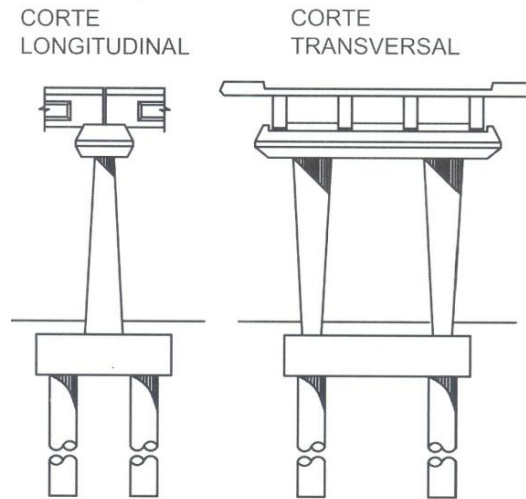


Fig. 5.13 Pilar con dos columnas en forma de pórtico transversal (Somenson, H. 2005)

- En la fig. 5.14 también se muestra una solución en pórtico transversal, pero en forma de pórtico jabalconado con inclinación hacia dentro. Además de ser formalmente atractiva, esta solución aminora los empujes del pórtico sobre el cabezal, tal como se ve en los puentes pórtico.

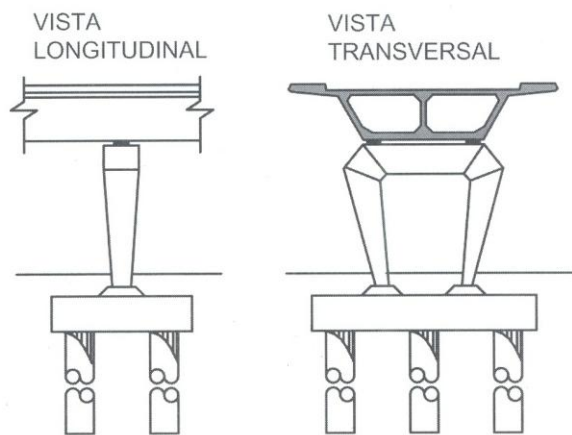


Fig. 5.14 Pilar en forma de pórtico jabalconado (Somenson H. 2005)

- Los pilares en forma de pantalla o atabicado, como el que se aprecia en la fig. 5.15, están indicados especialmente en el cruce de cursos de agua.

Su delgado espesor, y el fondo de la viga, no producen reducción significativa en la sección de escurrimiento. Además, perfilando adecuadamente los frentes de ingreso y egreso, las desviaciones de la corriente son mínimas.

Otra ventaja de las pilas pantalla es que no permite el atascamiento de objetos flotantes, con la consiguiente reducción de sección y posibilidades de incremento de socavación, percance que suele ocurrir en los pilares con columnas múltiples.

Asimismo, la rigidez transversal de las pantallas asegura una correcta distribución de las cargas en las fundaciones.

Debido a su generosa sección transversal, los espesores necesarios según cálculo suelen ser muy pequeños. Se aconseja, por razones de durabilidad, adoptar espesores mínimos entre 40 cm y 60 cm, según la altura de la pantalla y la velocidad del río.

Debemos tener presente que estas pantallas pueden estar expuestas, en ríos de montaña, a choques de rodados de gran tamaño, a impactos de témpanos y al desgaste continuo producido por los arrastres de áridos.

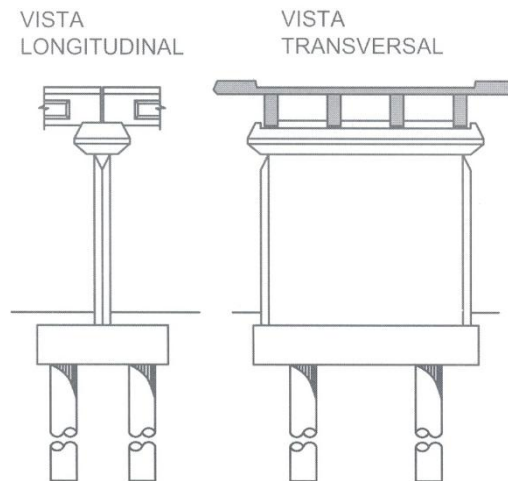


Fig. 5.15 Pila en forma de pantalla
(Somenson H. 2005)

5.4. DEFINICIÓN DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES Y TIPOLOGÍA DE PILAS DE PUENTES TOMADOS EN ESTUDIO PARA EL PROCESO DE CALIBRACIÓN.

Analizando los diversos sistemas estructurales y tipología de pilas de puentes descritos en los apartados anteriores, y principalmente considerando la aplicabilidad de los CFRP como refuerzo en elementos comprimidos, el sistema estructural y tipología de pila que se estudia en esta tesis doctoral son los puentes de tramo recto de varios vanos con pilas de hormigón armado tipo columnas circulares. Las pilas pueden estar formadas por un fuste único o bien por dos fustes, la altura de pilas es menor a 10 m.

Las razones principales para centrar los estudios en este tipo de sistemas y tipología, como ya habíamos mencionado, en el caso de la tipología de pila son, fundamentalmente por la eficacia del sistema de confinamiento que depende en gran parte de la forma de la sección, siendo para ello los más adecuados las secciones circulares. Y correspondiendo a esta tipología de pilas, se han considerado aquellos puentes que representan una mayor población, tratándose de puentes de luces pequeñas y medianas con tablero de hormigón armado o pretensado y con alturas de pila menores a 10 m. Dentro de estos, las secciones transversales más significativas serían los tableros de viga prefabricadas y la sección losa (maciza o aligerada). Teniendo en cuenta que en el caso de los tableros de vigas prefabricadas con pilas con más de un fuste, el comportamiento en sentido transversal corresponde a una tipología de pórtico, con solicitaciones en la base menores al caso de fustes independientes, se ha decidido finalmente analizar los casos correspondientes a tableros losa, por ser más desfavorables. Para tener en cuenta el rango de luces de tableros más utilizados y el hecho de que las pilas estén sometidos o no a esfuerzos debidos a las deformaciones longitudinales impuestas, finalmente se han estudiados los casos siguientes:

- Puente viga continuo de tres vanos, con tablero losa maciza.
- Puente viga continuo de cuatro vanos, con tablero losa aligerada.

5.4.1. DESCRIPCIÓN DE LOS PUENTES.

5.4.1.1. Puente viga continuo de tres vanos, con tablero losa maciza.

La estructura del puente está definida de la siguiente forma: tres vanos con dos pilas intermedias y dos estribos en los extremos, sus dimensiones de la sección transversal y alzado se muestran en las figuras Fig. 5.16 y Fig. 5.17 respectivamente.

El perfil longitudinal está compuesto por vanos de 16, 22 y 16 metros, haciendo un total de 54 metros de longitud total del puente.

El tablero está formado por una losa maciza de hormigón pretensado, teniendo en cuenta la luz máxima del puente.

Las dos pilas, donde se apoya el tablero, tienen la misma sección transversal por la simetría de los vanos, con diámetros de 1,0 m. en caso de columna única y 0,60 m. en caso de columna doble. Los detalles de la sección y armado de las pilas, tras el análisis estructural y el diseño a ELU de rotura por flexocompresión, se detalla en los apartados siguientes.

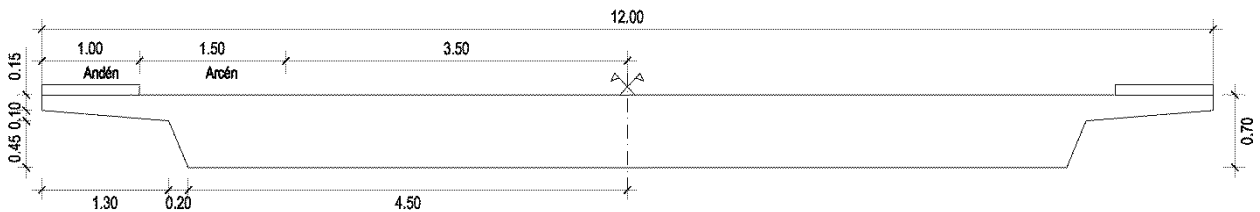


Fig. 5.16 Sección transversal (losa maciza)

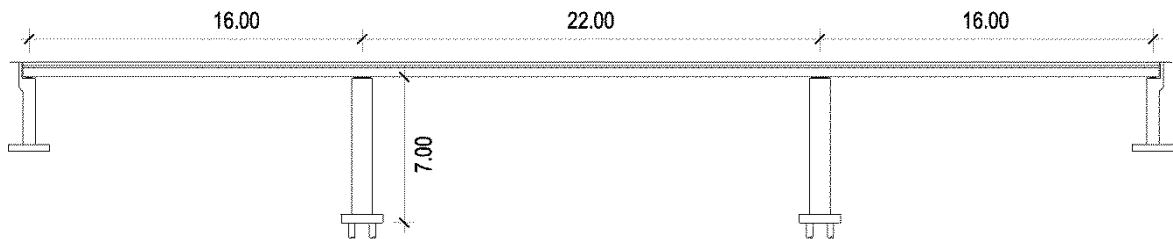


Fig. 5.17 Alzado (Puente continuo tres vanos)

5.4.1.2. Puente viga continuo de cuatro vanos, con tablero losa aligerada.

La estructura del puente está definida de la siguiente forma: cuatro vanos con tres pilas intermedias y dos estribos en los extremos, sus dimensiones de la sección transversal y alzado se muestran en las figuras Fig. 5.18 y Fig. 5.19 respectivamente.

El perfil longitudinal está compuesto por vanos de 20, 33, 33 y 20 metros, haciendo un total de 106 metros de longitud total del puente.

El tablero está formado por una losa aligerada de hormigón pretensado.

Las tres pilas, donde se apoya el tablero, por la simetría de los vanos dos son iguales y uno diferente, en adelante denominado como pila 1 (P-1) a la pila central y pila 2 (P-2) a las otras dos (Fig. 5.19), los diámetros son de 1,10 m. en caso de columna única y 0,80 m. en caso de columna doble. Los detalles de la sección y armado de las pilas, tras el análisis estructural y el diseño a ELU de rotura por flexocompresión, se detallan en los apartados siguientes.

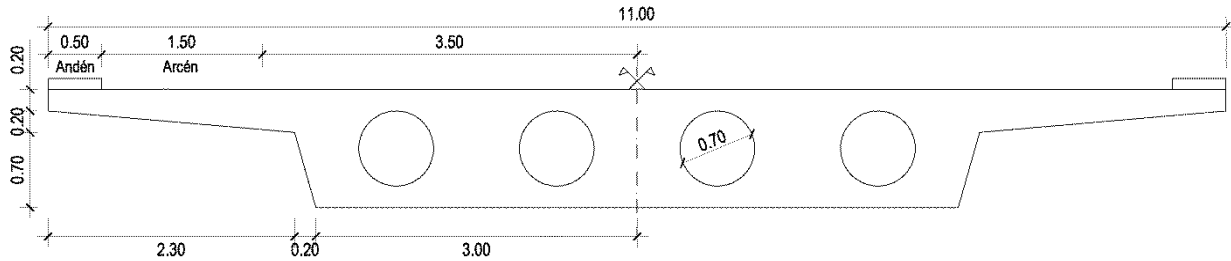


Fig. 5.18 Sección transversal (Losa aligerada)

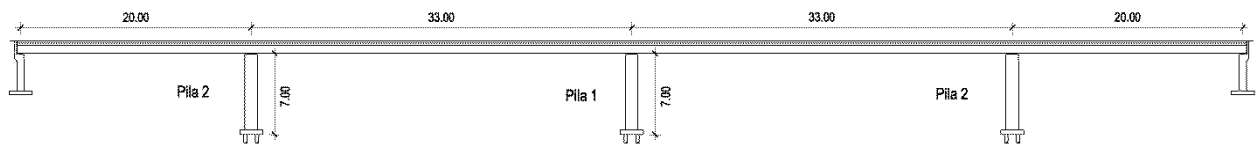


Fig. 5.19 Alzado (Puente continuo cuatro vanos)

5.5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL, DISEÑO Y VERIFICACIÓN A ELU DE LAS PILAS.

El análisis y diseño estructural, verificación en el caso que corresponda, estará orientado a tres situaciones en las que estará analizado el puente:

- Un estado inicial de diseño habitual a ELU de rotura por flexocompresión de las pilas, obteniendo con ello la geometría y armado de las pilas.
- En una segunda instancia, el análisis en el cual, la armadura pasiva ha perdido un porcentaje de su sección transversal, con lo cual la capacidad resistente de la sección se ve disminuída. Verificando a ELU de rotura, mediante los diagramas de interacción M-N claramente se ve como la sección falla, siendo las solicitaciones de diseño mayor a la resistencia.
- Y un tercer estado, en el que ésta pérdida de sección en la armadura pasiva, tiene que ser compensado a través del aumento de la resistencia del hormigón por efecto de confinamiento del refuerzo con CFRP. Sin embargo, al no conocer “a priori” el coeficiente parcial de seguridad de la resistencia del hormigón confinado no es posible realizar el diseño del espesor de fibra necesario a aplicar para garantizar una seguridad suficiente. Es en esta situación en la que se realizará el proceso de calibración y, posteriormente con los coeficientes parciales de seguridad definidos se realizará la verificación.

5.5.1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

El análisis estructural de los puentes en estudio, siendo ellos de tablero continuo y apoyados sobre las pilas y estribos, cumpliendo con el equilibrio de fuerzas y compatibilidad de

deformaciones, para el cálculo de solicitaciones se han modelizado como estructura lineal (viga continua), incluyendo dentro de esta modelización tanto la geometría de la estructura como las acciones y las condiciones de apoyo.

La determinación de las acciones, los coeficientes de ponderación y las combinaciones de acciones que deben tenerse en cuenta en el proyecto de puentes, están basados según la normativa IAP-11 (2011). Las acciones que intervienen están dadas por:

Acciones permanentes G , dentro las acciones permanentes tenemos el peso propio y cargas muertas.

- *Peso propio G_{PP}* . Esta acción correspondiente al peso de los elementos estructurales, su valor característico se deducirá de las dimensiones de los elementos y de los pesos específicos correspondientes a los materiales, para el hormigón armado 25 KN/m^3 .

- *Cargas muertas G_{CM}* . Son las debidas a los elementos no estructurales que gravitan sobre los estructurales, tales como: pavimento de calzada y aceras, elementos de contención, dotaciones viales y de la propia estructura, conductos de servicios, etc. Considerando a todos ellos y definiéndola como una carga por unidad de superficie, se tomara igual a 3 KN/m^2 .

Acciones variables Q , dentro las acciones variables a considerar en el proyecto tenemos a las sobrecargas de uso y el viento. Se considerará que los puentes no se encuentran en zona sísmica.

Sobrecarga de uso. Su acción incide en dos sentidos:

- *Cargas verticales*, la acción de la sobrecarga de tráfico, aplicado como carga de vehículos según el número de carriles virtuales y además una sobrecarga uniforme, aplicada también según la división de los carriles virtuales. Y en las zonas de uso peatonal de los puentes se supondrá una sobrecarga uniforme igual a 5 KN/m^2 , todo ello de acuerdo con IAP-11.

- *Cargas horizontales*, como acción horizontal tenemos el frenado, arranque o cambio de velocidad de los vehículos, que dará lugar a una fuerza horizontal uniformemente distribuida en la dirección longitudinal de la carretera soportada por el puente.

El valor característico de esta acción Q_{lk} será igual a una fracción del valor de la carga característica vertical que se considere actuando sobre el carril virtual número 1, de acuerdo con la expresión:

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot 2Q_{Ik} + 0,1q_{Ik} w_l L = 360 + 0,9 w_l L \quad (5.1)$$

Siendo L en este caso, la longitud del puente, w_l ancho del carril virtual, y el significado de las demás variables los definidos en el apartado anterior.

El valor de Q_{ik} estará limitado superior e inferiormente según lo indicado a continuación:

$$180 \text{ kN} \leq Q_{ik} \leq 900 \text{ kN}$$

Viento. La acción del viento se asimilará a una carga estática equivalente. Para evaluar esta la acción del viento sobre la estructura y teniendo en cuenta las dimensiones de los puentes a analizar, según la normativa se puede asumir un cálculo simplificado del empuje en tableros y pilas, y además en puentes de menos de 40 m de luz (medida entre ejes de apoyos) y de menos de 20 m de altura máxima de pila, podrá considerarse únicamente el viento transversal.

Para la situación más desfavorable, verificamos el diseño de las pilas para las presiones de:

Empuje sobre tablero: $3,21 \text{ KN/m}^2$.

Empuje sobre pila: $3,93 \text{ KN/m}^2$.

Cuando se considere la acción del viento como predominante, no se tendrá en cuenta la actuación de la sobrecarga de uso.

Deformaciones impuestas. Para todas las acciones debidas a movimientos impuestos en sentido longitudinal (acortamiento elástico de pretensado, retracción, fluencia, efectos térmicos,...) se considerara, al evaluar los esfuerzos producidos por las mismas, una deformación total $\varepsilon_{tot} = 1,0 \text{ mm/m}$.

Los detalles de los datos geométricos, materiales y valores representativos para las acciones están detallados en el Anexo B (apartados B.1.1. y B.2.1), obteniendo las siguientes cargas lineales:

Tabla 5.1 Cargas lineales a aplicar al puente de tres vanos

Carga por peso propio	$G_{PP} =$	175,25	KN/m
Cargas muertas (CM)	$G_{CM} =$	36,00	KN/m
Sobrecarga de tráfico (vehículo)	$Q_{ik} =$	1200	KN
Sobrecarga de tráfico (uniforme)	$q_{ik} =$	54,50	KN/m
Fuerza de frenado	180	$\leq Q_{ik} \leq$	900
	$Q_{ik} =$	505,80	KN

Tabla 5.2 Cargas lineales a aplicar al puente de cuatro vanos

Carga por peso propio	$G_{PP} =$	168,52	KN/m
Cargas muertas (CM)	$G_{CM} =$	33,00	KN/m
Sobrecarga de tráfico (vehículo)	$Q_{TdeC} =$	1200,00	KN
Sobrecarga de tráfico	$Q_{SC} =$	49,50	KN/m

(uniforme)			
Fuerza de frenado	180	$\leq Q_{lk} \leq$	900
	$Q_{lk} =$	646,20	KN

Tras el análisis estructural, los resultados obtenidos de las solicitaciones en los apoyos, que transmitirán a la superestructura son:

Tabla 5.3 Valor característico de las solicitaciones para el puente de tres vanos

Pila			Estribo		
$R_{PP-pila} =$	3741,51	KN	$R_{PP-estribo} =$	990,24	KN
$R_{CM-pila} =$	768,58	KN	$R_{CM-estribo} =$	203,42	KN
$R_{m\acute{a}x\ q-pila} =$	1224,85	KN	$R_{m\acute{a}x\ q-estribo} =$	400,43	KN
$R_{m\acute{a}x\ Q-pila} =$	1197,71	KN	$R_{m\acute{a}x\ Q-estribo} =$	1144,74	KN
$R_{m\acute{i}n\ q-pila} =$	-61,3	KN	$R_{m\acute{i}n\ q-estribo} =$	-92,48	KN
$R_{m\acute{i}n\ Q-pila} =$	-125,83	KN	$R_{m\acute{i}n\ Q-estribo} =$	-138,42	KN
$\theta_{CP-pila} =$	0,000108	rad	$\theta_{CP-estribo} =$	0,000253	rad
$\theta_{CV\ max-pila} =$	0,0003346	rad	$\theta_{CV\ max-estribo} =$	0,000382	rad

Tabla 5.4 Valor característico de las solicitaciones para el puente de cuatro vanos

Pila 1			Pila 2			Estribo		
$R_{PP-pila} =$	5843,51	KN	$R_{PP-pila} =$	4932,76	KN	$R_{PP-estribo} =$	1076,8	KN
$R_{CM-pila} =$	1144,32	KN	$R_{CM-pila} =$	965,97	KN	$R_{CM-estribo} =$	210,87	KN
$R_{m\acute{a}x\ q-pila} =$	1814,8	KN	$R_{m\acute{a}x\ q-pila} =$	1598,96	KN	$R_{m\acute{a}x\ q-estribo} =$	486,41	KN
$R_{m\acute{a}x\ Q-pila} =$	1198,77	KN	$R_{m\acute{a}x\ Q-pila} =$	1198,45	KN	$R_{m\acute{a}x\ Q-estribo} =$	1156,71	KN
$R_{m\acute{i}n\ q-pila} =$	-98,31	KN	$R_{m\acute{i}n\ q-pila} =$	-150,01	KN	$R_{m\acute{i}n\ q-estribo} =$	-170,1	KN
$R_{m\acute{i}n\ Q-pila} =$	-89,05	KN	$R_{m\acute{i}n\ Q-pila} =$	-165,08	KN	$R_{m\acute{i}n\ Q-estribo} =$	-182,35	KN
$\theta_{CP-pila} =$	1,62E-18	rad	$\theta_{CP-pila} =$	0,00019121	rad	$\theta_{CP-estribo} =$	0,00012328	rad
$\theta_{CV\ max-pila} =$	0,0003451	rad	$\theta_{CV\ max-pila} =$	0,0002912	rad	$\theta_{CV\ max-estribo} =$	0,00024346	rad

El axil de diseño en la pila, considerando la combinación de las acciones en ELU serán:

Puente losa maciza de tres vanos:

$$N_d = \gamma_G * (N_{PP(losa)} + N_{PP(pilar)} + N_{CP}) + \gamma_Q * (N_Q + N_q)$$

$$N_d = 9908,01\ KN$$

Puente losa aligerada de cuatro vanos:

Pila 1:

$$N_d = \gamma_G * (N_{PP(losa)} + N_{PP(pilar)} + N_{CP}) + \gamma_Q * (N_Q + N_q)$$

$$N_d = 14177,44\ KN$$

Pila 2:

$$N_d = \gamma_G * (N_{PP(losa)} + N_{PP(pilar)} + N_{CP}) + \gamma_Q * (N_Q + N_q)$$

$$N_d = 12383,92 \text{ KN}$$

Para la obtención del momento de diseño en la pila, debemos determinar las fuerzas horizontales actuantes tanto instantáneas (frenado) como de larga duración (deformaciones impuestas), y la correspondencia a cada una de las pilas de acuerdo a sus rigideces. En la parte del Anexo B se presenta el cálculo para cada uno de los puentes. Las fuerzas horizontales actuantes en cada pila son:

Puente losa maciza de tres vanos:

Para cargas instantáneas (Fuerza de frenado):

Fuerza en pila	$F_{\text{pila}} =$	134,52	KN
Fuerza en estribo	$F_{\text{estribo}} =$	118,38	KN

Para cargas de larga duración (deformaciones impuestas):

$F_{\text{pila}} =$	68,74	KN	$F_{\text{estribo}} =$	108,00	KN
---------------------	-------	----	------------------------	--------	----

Con los cuales el momento de diseño será:

$$M_d = \gamma_Q * (F_i + F_L) * H$$

$$M_d = 2134,14 \text{ KN-m}$$

Puente losa aligerada de cuatro vanos:

Para cargas instantáneas (Fuerza de frenado):

Fuerza en pila	$F_{\text{pila 1}} =$	136,11	KN
	$F_{\text{pila 2}} =$	108,85	KN
Fuerza en estribo	$F_{\text{estribo}} =$	146,20	KN

Para cargas de larga duración (deformaciones impuestas):

$F_{\text{pila 1}} =$	0,00	KN	$F_{\text{pila 2}} =$	153,10	KN	$F_{\text{estribo}} =$	277,53	KN
-----------------------	------	----	-----------------------	--------	----	------------------------	--------	----

Con los cuales el momento de diseño será:

Pila 1:

$$M_d = \gamma_Q * (F_i + F_L) * H$$

$$M_d = 1429,15 \text{ KN-m}$$

Pila 2:

$$M_d = \gamma_Q * (F_i + F_L) * H$$

$$M_d = 2750,47 \text{ KN-m}$$

5.5.2. DISEÑO DE LAS PILAS DE HORMIGÓN ARMADO.

El diseño de las pilas de hormigón armado se realizará según el método de los estados límite último de rotura por flexocompresión, según la normativa EHE-08. Comprobando que las solicitaciones correspondientes a cargas mayoradas no supere el valor de cálculo de la resistencia última.

Los aparatos de apoyo, inicialmente están dimensionados bajo criterios de predimensionamiento, puesto que lo se requiere determinar a priori son las rigideces tanto de las pilas como de los estribos para la distribución de las fuerzas horizontales. Para un diseño a ELU se tendrían que verificar de acuerdo a la normativa UNE-EN 1337-3 (2005).

Inicialmente, para el dimensionamiento de la armadura utilizaremos ábacos de diseño (Jiménez Montoya, P. 2009). Posteriormente, con la sección resistente definida (geometría y armadura), serán verificados mediante el software XTRACT, representándose en el plano M-N gráficamente las curvas de interacción y la posición de las solicitaciones de diseño M_d , N_d en dicho plano. Además, con dicho software se evaluará también cual es la curva de interacción resultante, tras haberse considerado un porcentaje de pérdida en la sección de armadura.

Procedimiento de dimensionado:

Los diagramas de interacción adimensionales, se obtienen tomando unos ejes coordenados, en abscisas, los esfuerzos normales reducidos ν , y en ordenadas los momentos reducidos μ , referidos al centro geométrico de la sección y al canto total h . Resulta así una familia de curvas, una para cada cuantía mecánica (Fig. 5.20), siendo:

$$\text{Momento reducido} \quad \mu = \frac{M_d}{A_c h f_{cd}} \quad (5.2)$$

$$\text{Normal reducido} \quad \nu = \frac{N_d}{A_c f_{cd}} \quad (5.3)$$

$$\text{Cuantía mecánica} \quad \omega_{total} = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} \quad (5.4)$$

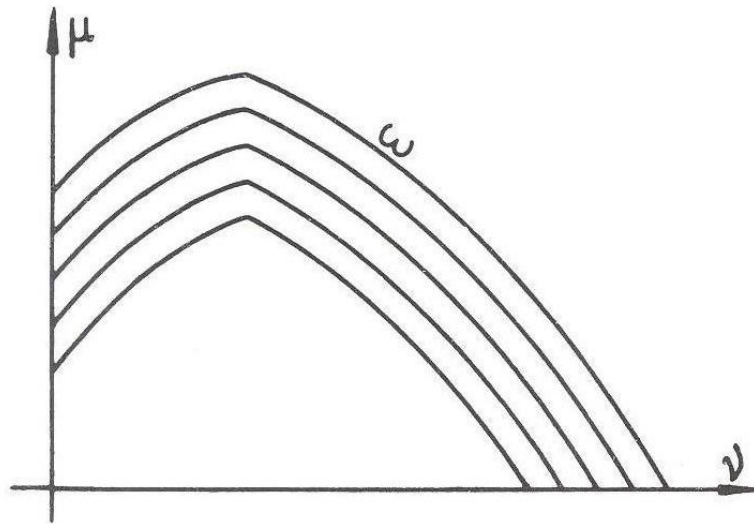


Fig. 5.20 Aspecto que presentan los diagramas de interacción para el diseño mediante ábacos (Jiménez M. 2009)

Entonces, para el dimensionamiento se conocen las dimensiones geométricas de la sección, las resistencias de los materiales y los esfuerzos de cálculo M_d y N_d . Basta con entrar en el diagrama de interacción adimensional con μ y ν (obtenidos de las expresiones 5.2 y 5.3), encontrándose inmediatamente la cuantía mecánica total necesaria, y de ella, la armadura total necesaria en la sección.

Procedimiento de verificación:

Determinada la sección resistente (es decir, definido la geometría de la sección, armadura y los esfuerzos de diseño M_d , N_d), se verificará graficando su diagrama de interacción para cada sección resistente de pila, viéndose en ella, la frontera de la curva de resistencia y el punto que ocupan en el plano M - N , las solicitaciones de diseño M_d , N_d .

Además de la representación de la curva de la sección resistente inicial, apreciaremos cual es la curva que resulta tras producirse una pérdida de sección en la armadura, evaluada mediante un índice de corrosión de i , en este caso reduciéndose en todas las secciones de un diámetro inicial de 25 mm a 16 mm, evaluando que esta pérdida equivale a un 36 % de reducción en el diámetro, lo cual se corresponde con una pérdida de sección del 59 %.

En esta situación, el par de esfuerzos de diseño queda fuera del plano de la curva de interacción, por tanto deja de cumplir los requisitos de seguridad, por lo que en el siguiente capítulo, para esta situación se verá el procedimiento para la calibración del coeficiente parcial de seguridad para el hormigón confinado, para realizar el diseño del refuerzo necesario para volver a recuperar un nivel de seguridad adecuado.

Y por último, en la verificación también veremos representado el par de solicitaciones M_{dw} y N_{dw} , que considera la acción del viento como predominante y aplicado en el sentido transversal a la dirección del puente, en el caso de pilas con fuste único. Como se podrá apreciar todos los pares de esfuerzos debido a esta acción están dentro las curvas de interacción de la sección resistente y con bastante holgura como para llegar a la frontera de la curva, lo cual verifica que la combinación de acciones predominante, que condiciona el diseño es la que efectivamente se ha tenido en cuenta.

Todas estas verificaciones, en cuanto a la generación de curvas de interacción serán generadas a través del software XTRACT. Para ello se requiere, además de los datos geométricos de la sección, los comportamientos tensión-deformación de los materiales (definidos en el capítulo 6, apartados 6.3.1.1 y 6.3.1.2), en este caso para el hormigón y acero de armar.

Los datos adicionales y el procedimiento de cálculo se adjuntan en el Anexo B. Los resultados obtenidos, para cada una de las pilas de los puentes y además la consideración de diseño con pilas de fuste único y doble fuste, se muestra en las siguientes figuras:

- Puente de tres vanos, losa maciza:

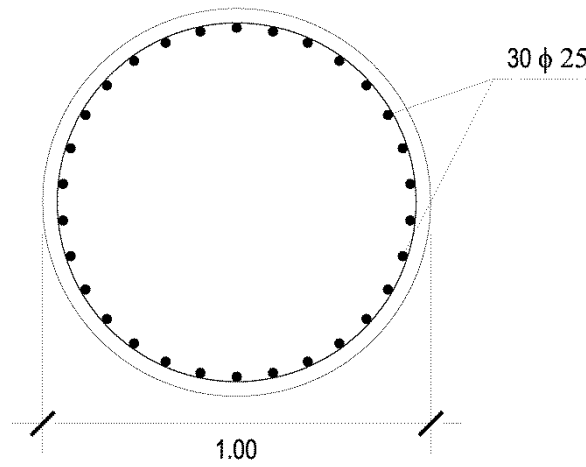


Fig. 5.21 Sección resistente
(puente tres vanos, losa maciza, pila con fuste único)

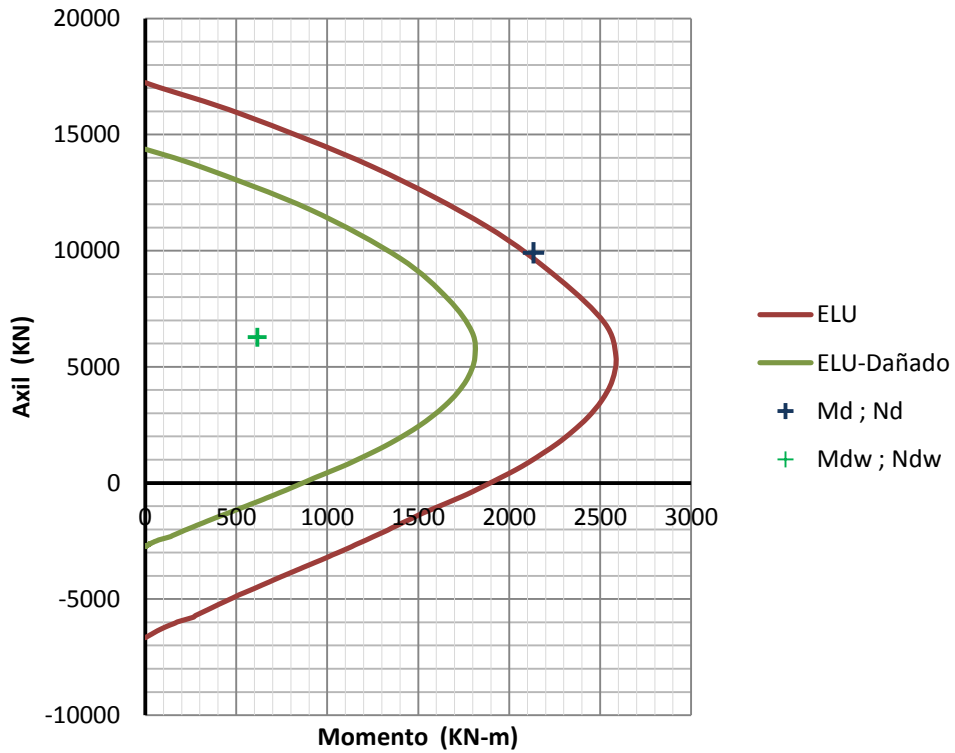


Fig. 5.22 Diagrama de interacción M-N
(puente tres vanos, losa maciza, pila con fuste único)

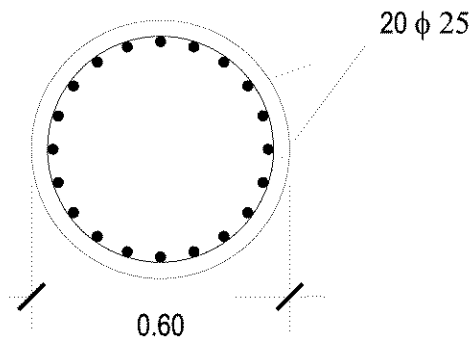


Fig. 5.23 Sección resistente
(puente tres vanos, losa maciza, pila con dos fustes)

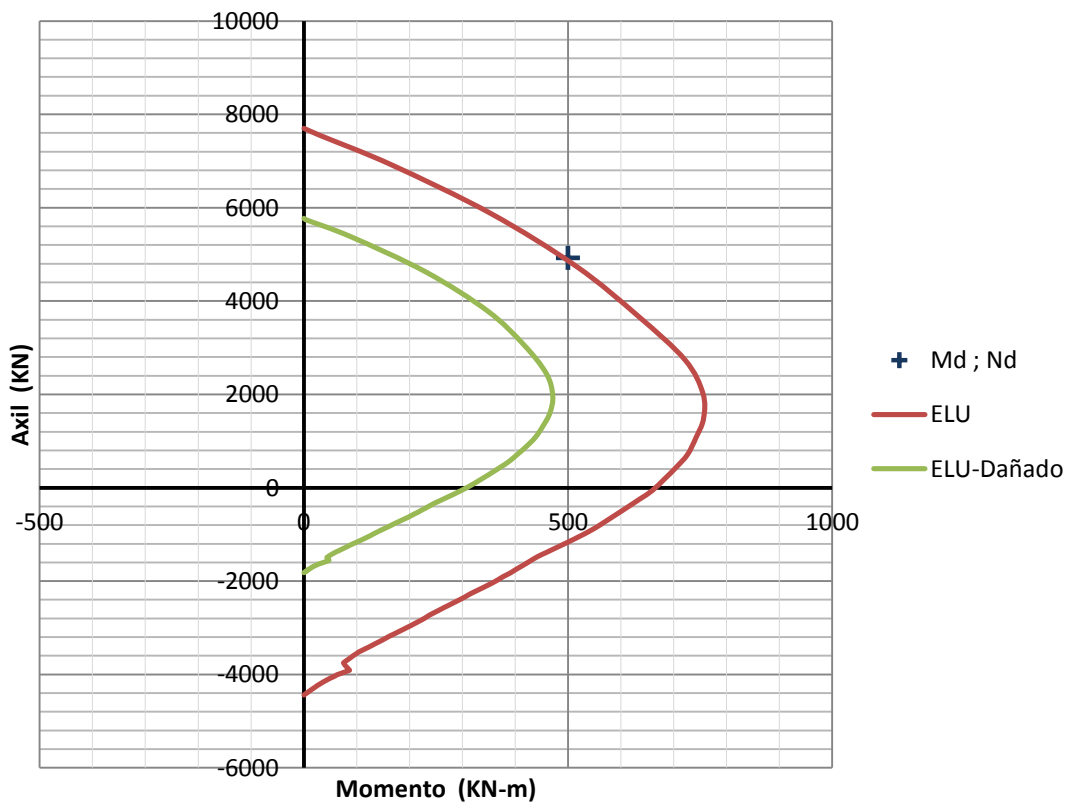


Fig. 5.24 Diagrama de interacción M-N
(puente tres vanos, losa maciza, pila con dos fustes)

- Puente de cuatro vanos, losa aligerada:

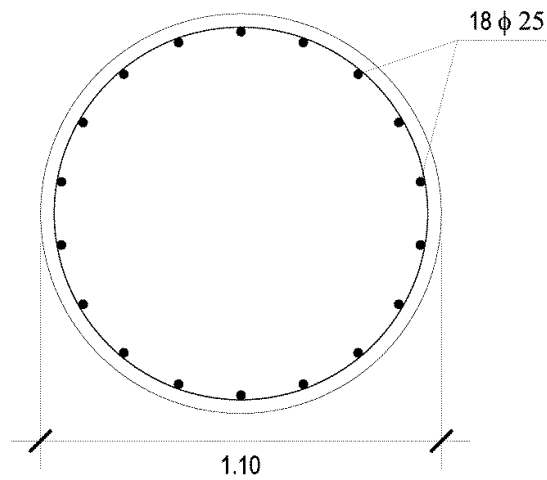


Fig. 5.25 Sección resistente
(puente cuatro vanos, losa aligerada, Pila 1, con fuste único)

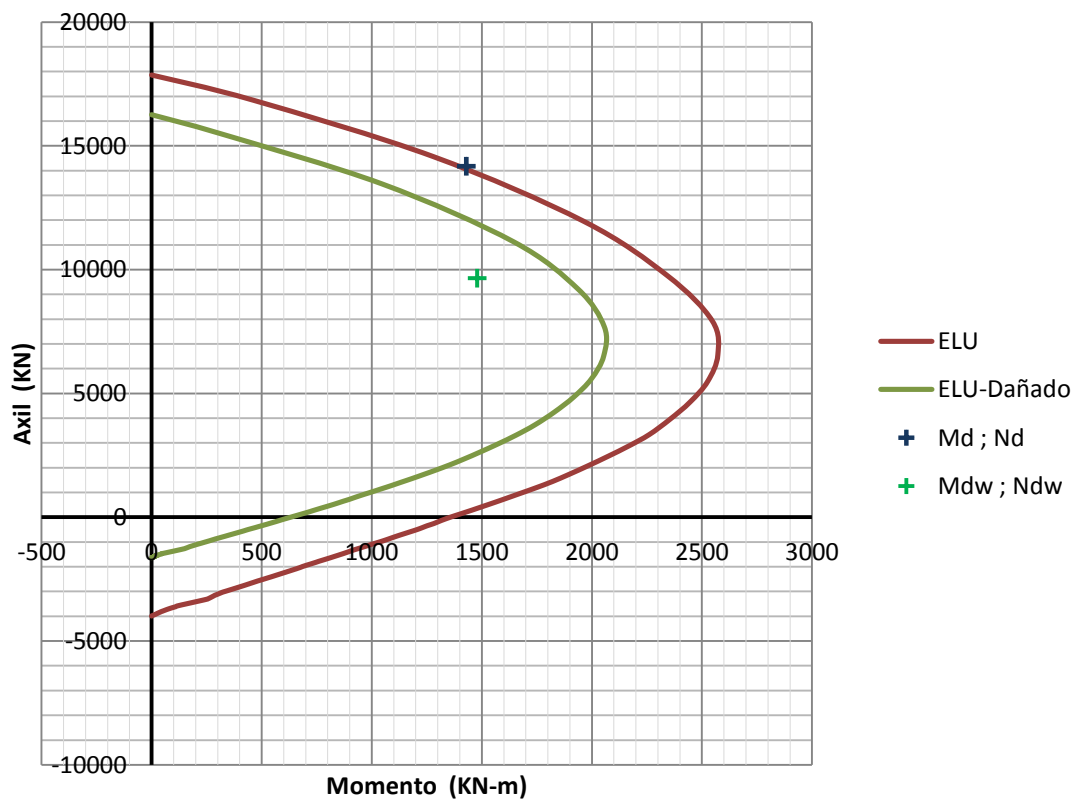


Fig. 5.26 Diagrama de interacción M-N
(puente cuatro vanos, losa aligerada, Pila 1, con fuste único)

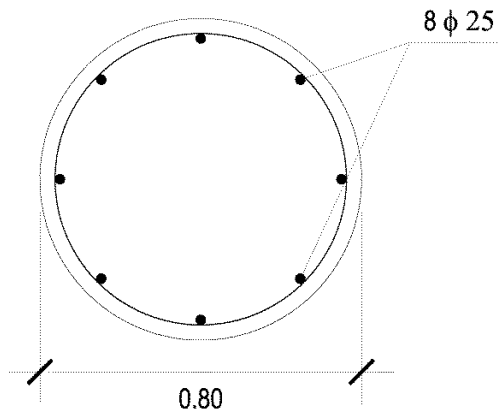


Fig. 5.27 Sección resistente
(puente cuatro vanos, losa aligerada, Pila 1, con dos fustes)

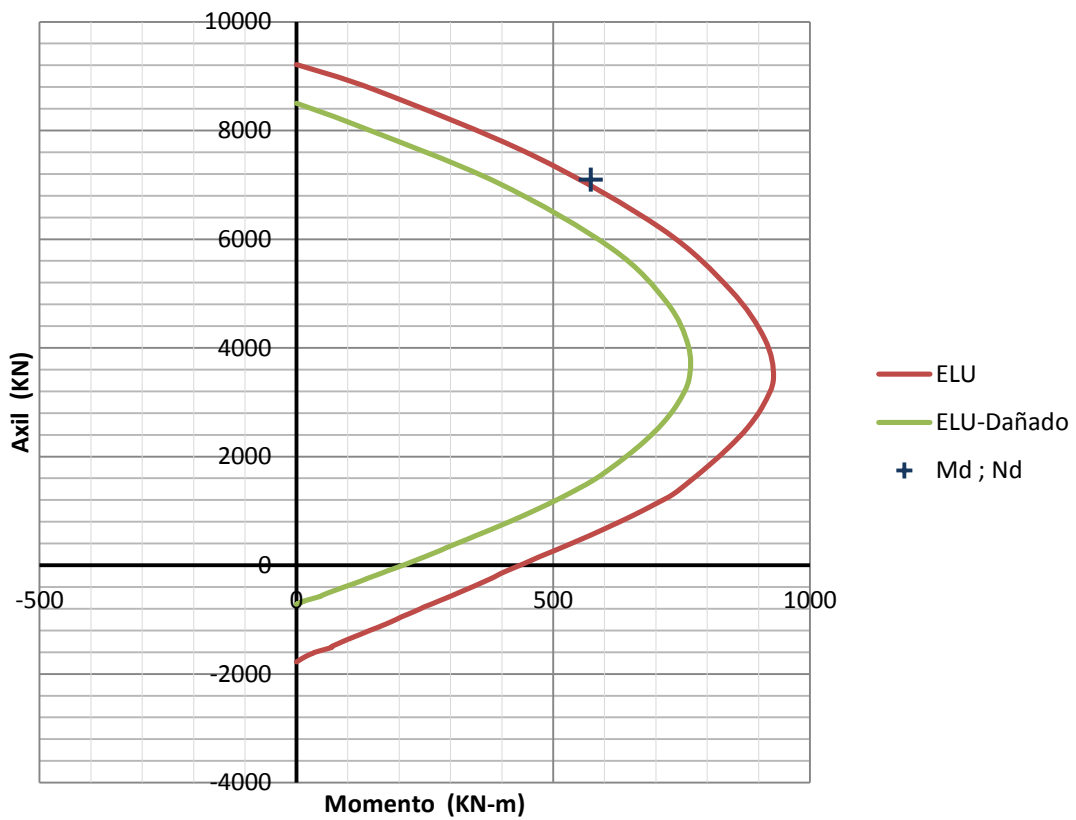


Fig. 5.28 Diagrama de interacción M-N
(puente cuatro vanos, losa aligerada, Pila 1, con dos fustes)

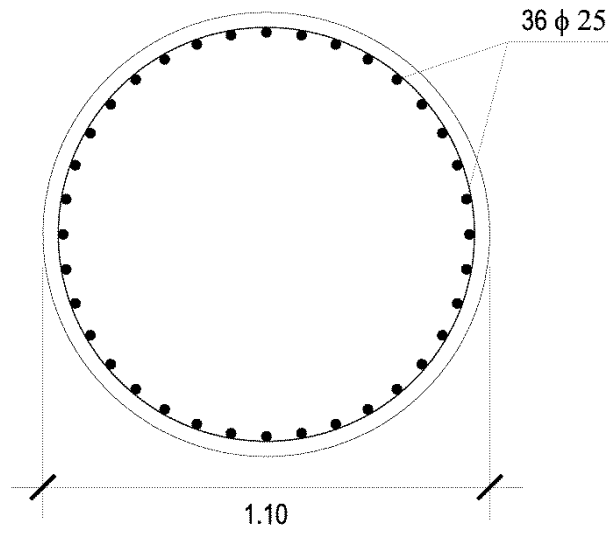


Fig. 5.29 Sección resistente
(puente cuatro vanos, losa aligerada, Pila 2, con fuste único)

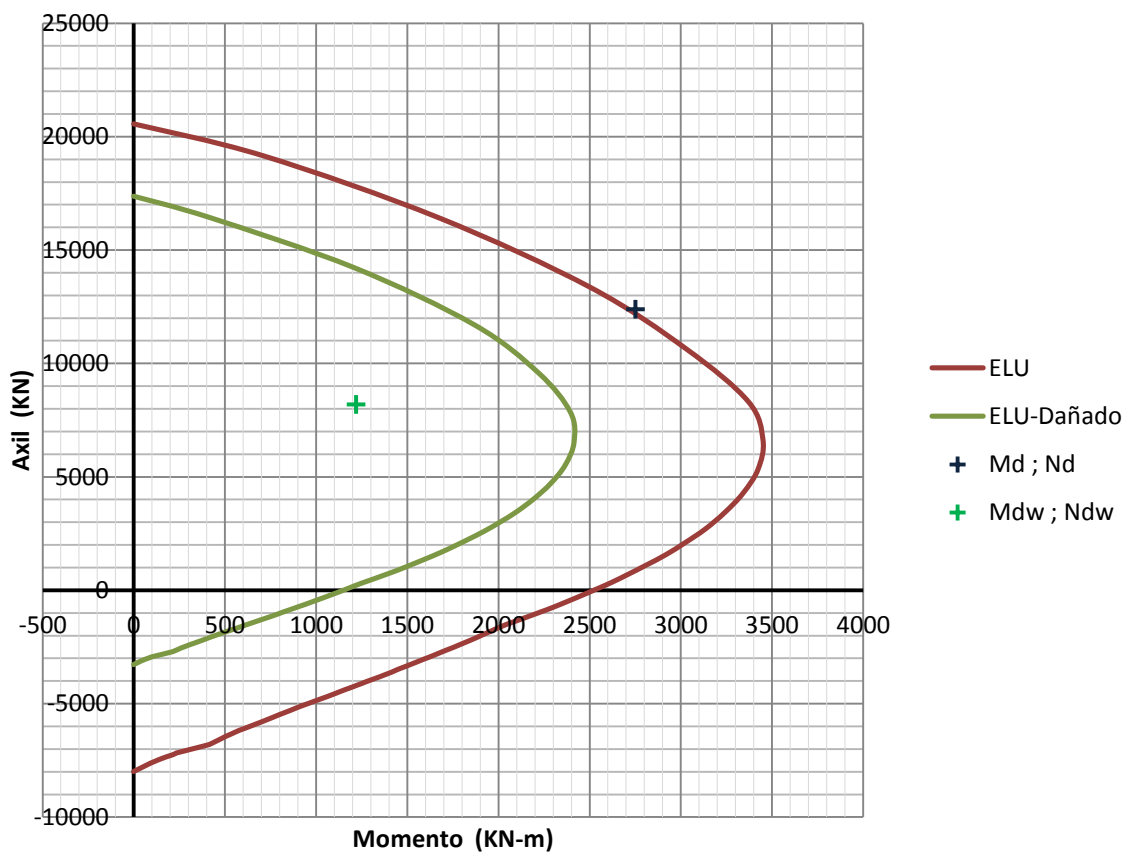


Fig. 5.30 Diagrama de interacción M-N
(puente cuatro vanos, losa aligerada, Pila 2, con fuste único)

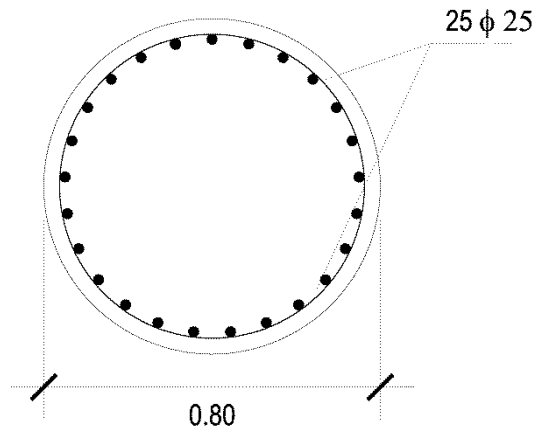


Fig. 5.31 Sección resistente
(puente cuatro vanos, losa aligerada, Pila 2, con dos fustes)

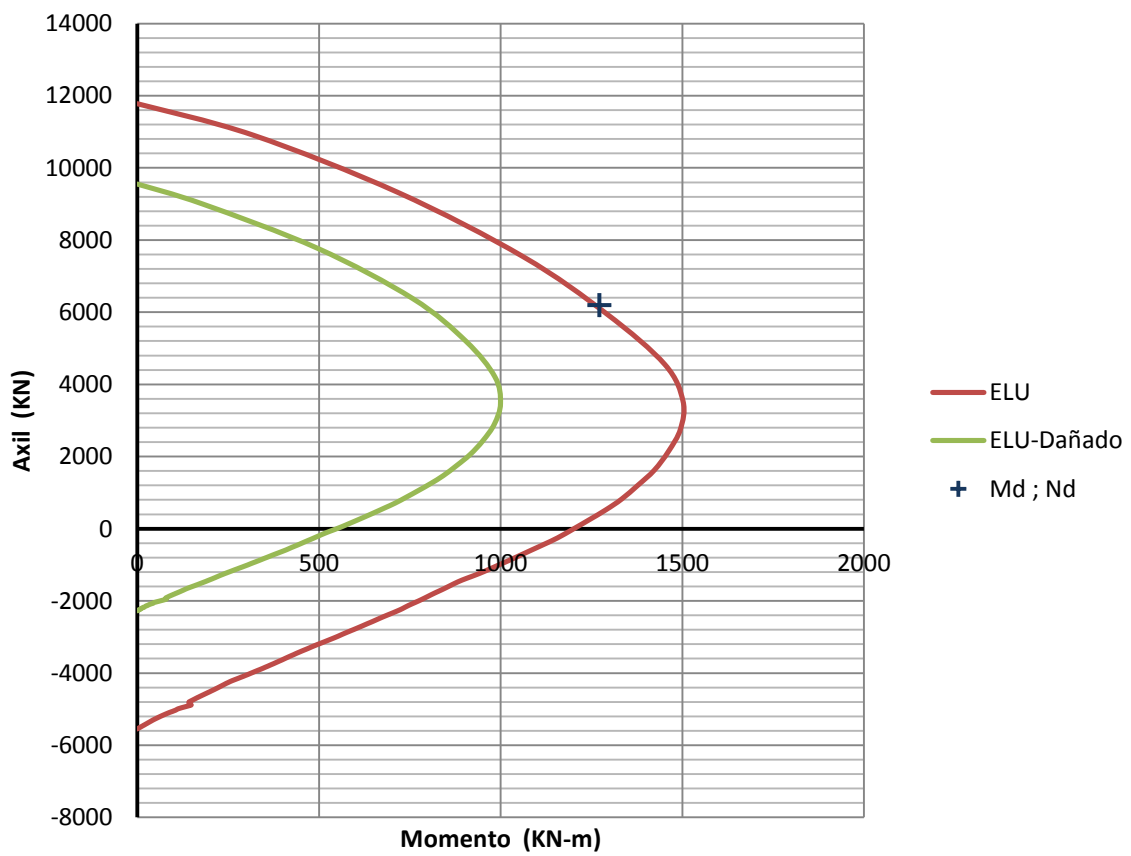


Fig. 5.32 Diagrama de interacción M-N
(puente cuatro vanos, losa aligerada, Pila 2, con dos fustes)

6. CALIBRACIÓN DE LOS COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD BASADA EN FIABILIDAD ESTRUCTURAL

6.1. INTRODUCCIÓN.

Inicialmente, para el diseño en estado límite último de los sistemas estructurales y tipología de pilas de puentes tomados en estudio, se utilizan coeficientes parciales de seguridad que minoren la resistencia de los materiales (relacionado con R) y mayoren las solicitaciones efecto de las acciones (relacionadas con S), de manera que se satisfaga la condición:

$$R_d \geq S_d \quad (6.1)$$

$$R_d = R \left(\frac{f_{ck}}{\gamma_c}; \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \right) \quad (6.2)$$

$$S_d = \sum_{i=1}^n \gamma_{fi} S_{ki} = \sum_{i=1}^n \gamma_{fi} S(Q_{ki}) \quad (6.3)$$

Donde:

- R_d Valor de diseño de la resistencia.
- S_d Valor de diseño de la solicitación.
- S_{ki} Valor característico de la solicitación, obtenido a partir de los valores nominales de las acciones Q_{ki} .
- γ_{fi} Coeficiente de mayoración de acciones.
- f_{ck} Resistencia característica del hormigón.
- γ_c Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.
- f_{yk} Resistencia característica del acero.
- γ_s Coeficiente de minoración de la resistencia del acero.

En esta situación, la seguridad se cumple y se determina la sección con la armadura adecuada para que pueda soportar dichas solicitaciones. Pero con el transcurso del tiempo se pueden presentar diversas situaciones en las que la sección puede llegar a perder esa capacidad resistente que tenía en un inicio. Tal es el caso, por ejemplo, cuando existe una importante reducción en la sección de la armadura por corrosión, tras una evaluación, esta pérdida de sección se la puede caracterizar y cuantificar mediante un índice de corrosión i (%). Con ello, queda reducida la capacidad resistente de la sección y deja de cumplir el estado límite para el cual fue diseñado. Entonces, tras realizar una evaluación de la estructura, y, en caso de ser posible la reparación, se debe realizar el refuerzo, en este caso, refuerzo mediante CFRP. El diseño del refuerzo se puede basar en la mayoría de las recomendaciones de las normativas para el diseño de estructuras nuevas; pero con la incertidumbre de qué coeficiente parcial de minoración utilizar para la resistencia del hormigón confinado, que no es directamente el γ_c propuesto en las normativas para hormigón armado convencional. Así pues, tendremos:

$$\text{Resistencia de diseño del hormigón no confinado: } f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (6.4)$$

$$\text{Resistencia de diseño del hormigón confinado: } f'_{ccd} = \frac{f'_{cc}}{\gamma_{cc}} \quad (6.5)$$

Donde:

- f_{ck} Resistencia nominal o característica del hormigón no confinado.
- γ_c Coeficiente parcial de seguridad del hormigón no confinado.
- f_{cd} Resistencia de diseño del hormigón no confinado.
- f'_{cc} Resistencia nominal o característica del hormigón confinado que, en forma genérica se puede representar igual a la resistencia nominal o característica del hormigón no confinado mas una proporción del aporte de la presión de confinamiento lateral, que en este caso está representado por un coeficiente k , cuyo valor dependerá del modelo de confinamiento que se aplique. Así, tal como se ha visto en el capítulo 3, podemos considerar:

$$f'_{cc} = (f_{ck} + k f_l) \quad (6.6)$$

- f_l Presión de confinamiento lateral.
- f'_{ccd} Resistencia de diseño del hormigón confinado.
- γ_{cc} Coeficiente parcial de seguridad del hormigón confinado.

Para definir el coeficiente parcial de seguridad para el hormigón confinado γ_{cc} , se realiza la calibración basada en fiabilidad estructural, para un rango posible de soluciones de refuerzo con CFRP en las tipologías de pilas de los puentes considerados en el capítulo anterior. Para ello, se tienen en cuenta las incertidumbres de las variables que intervienen, y mediante simulación se caracterizan estadísticamente las variables aleatorias R y S . Teniendo caracterizadas estas dos

variables, según los niveles requeridos de seguridad estructural se determina la probabilidad de fallo o índice de fiabilidad para diferentes valores de γ_{cc} . Los coeficientes parciales de seguridad quedaran definidos, para aquellas situaciones, tales que, los índices de fiabilidad calculados en las pilas reforzadas dimensionadas con dichos coeficientes den valores iguales o superiores al índice de fiabilidad objetivo.

6.2. CONSIDERACIONES PREVIAS EN EL PROCESO DE CALIBRACIÓN.

Conceptos de seguridad y fiabilidad estructural.

Los requerimientos de seguridad y servicio para el diseño de nuevas estructuras según el método de los estados límites, basado en criterios semiprobabilísticos, están presentes en la mayor parte de normas y códigos. En la fase de diseño las incertidumbres de los valores de las acciones que las afectan y su comportamiento resistente se reflejan en los correspondientes coeficientes parciales de seguridad.

La evaluación de una estructura existente puede diferir mucho del diseño de una nueva estructura debido a que las incertidumbres mencionadas pueden ser mayores (ej. degradación) o menores (ensayos de comportamiento de los materiales, geometría, pruebas de carga, monitorización del comportamiento, etc.). Es decir, se puede disponer de mucha mayor información sobre la configuración de la estructura y su comportamiento, que puede ser empleada para actualizar las variables que intervienen en la evaluación de su nivel de seguridad. La evaluación de una estructura existente frente a requerimientos de seguridad y servicio, presentes y futuros, no se debería plantear con los mismos criterios que se utilizan para el dimensionamiento de una estructura similar mediante métodos semiprobabilistas, ya que estos se basan en valores esperados de acciones y resistencias y tienen en cuenta además incertidumbres relacionadas con la ejecución.

El método de fiabilidad estructural fue creado según los criterios y bases teóricas para la verificación de la seguridad estructural de estructuras en servicio, bajo las condiciones reales del estado de la obra (degradación, deficiencia, etc.) y las cargas reales de tráfico y permanentes, el cual, por medio de la combinación de resultados experimentales, herramientas de cálculo estructural y simulaciones numéricas de estadística, logra aproximar la condición de trabajo de la estructura a la realidad. Por lo tanto, es posible utilizarlas para identificar las acciones sobre una estructura en particular.

Por tanto, en términos de evaluación la fiabilidad estructural mide la seguridad de una estructura, determina el grado de seguridad necesario y proporciona herramientas para establecer el nivel óptimo de seguridad para una estructura.

Dado que tanto los parámetros que representan las acciones, materiales y geometría (resistencias) están sometidos a incertidumbres, los podemos considerar de forma simplificada como variables

aleatorias caracterizadas por unas determinadas funciones de distribución y densidad de probabilidad. De esta forma, el fallo de una estructura o elemento estructural es un evento probabilístico con una probabilidad de ocurrencia (o probabilidad de fallo), que viene determinada por la probabilidad de que se cumpla un determinado requerimiento (ej. un estado límite).

Así pues, las exigencias de seguridad de una estructura, pueden ser expresadas en términos de su probabilidad de fallo P_f , que está ligada al índice de fiabilidad β . Por tanto, como ya se había mencionado, el proceso de calibración buscará encontrar coeficientes parciales de seguridad para el hormigón confinado que den índices de fiabilidad iguales o mayores al índice de fiabilidad objetivo, definido en función del nivel de seguridad requerido para el refuerzo.

El concepto de seguridad, evaluado mediante el cálculo del índice de fiabilidad, desde el punto de vista probabilista depende de las variables básicas que intervienen en la evaluación. De forma general, podemos plantear la función de estado límite como:

$$G = R - S \geq 0 \quad (6.7)$$

Donde R y S son variables aleatorias, y calculándose la probabilidad de fallo como:

$$P_f = 1 - P[(R - S) \geq 0] = P[(R - S) \leq 0] \quad (6.8)$$

Así pues, el problema probabilista más general considera que las variables básicas que determinan la seguridad de una estructura son variables aleatorias, de manera que para definir cualquier estado de la misma se deberá disponer de todas ellas. Estas variables básicas deben considerar todas las incertidumbres geométricas, resistentes, de las solicitaciones, de los modelos teóricos, etc. Y para calcular la probabilidad de fallo de la estructura o el índice de fiabilidad, existen diferentes métodos (Gómez y Alarcón 1992, Nowak y Collins 2000):

- Analíticamente (integral múltiple), lo que en muchas ocasiones supone un problema muy difícil de resolver ya que, normalmente, la función de distribución conjunta de las variables, que determinan el estado límite, es desconocida y en muchos casos no integrable analíticamente.
- Numéricamente, mediante los distintos métodos de integración si la función estado límite G es explícita. G suele ser desconocida o su integral muy compleja numéricamente dado que es función de muchas variables y sin formulación explícita.
- Cuando el problema de cálculo de la probabilidad de fallo no puede atacarse con los métodos anteriores, existen otros métodos de cálculo como son los de simulación y los métodos aproximados (FOSM, FORM, SORM). Los métodos de simulación se basan en generar n realizaciones x_i aleatorias de cada variable básica X_i (de tipo de función de

probabilidad conocida) que intervienen en la función de estado límite, de manera que se obtiene el mismo número n de realizaciones de G . Una de las ventajas de estos métodos con respecto al resto, es que no es necesario un conocimiento explícito de las variables involucradas en el problema.

Dada la situación y viendo la aplicabilidad al presente estudio, serán estos últimos métodos los utilizados en el análisis de fiabilidad para la calibración de los coeficientes parciales de seguridad.

Sin embargo, aplicando los conceptos de estados límites al presente estudio, para realizar la evaluación de la seguridad estructural, al estudiar elementos sometidos a dos esfuerzos diferentes (axil y momento flector), como es el caso de las pilas en estudio, no es posible plantear directamente una única función de estado límite, puesto que el fallo de la pila por flexión depende del nivel de axil concomitante y viceversa (diagramas de interacción M-N). Por tanto, se plantea realizar el análisis de la variabilidad de R y S , sobre una nueva variable (X), que es la recta de la excentricidad o recta de análisis, que dicho de otra manera, es una recta que parte del origen y pasa por el punto de las solicitaciones de diseño (M_d ; N_d), o por algún otro punto del plano M-N donde se quiera analizar la variabilidad. Esta recta como tal, físicamente no representa ningún valor, pero relaciona la proporcionalidad de ambos esfuerzos (axil y momento), que aumentan o disminuyen aproximadamente en la misma proporción debido a la naturaleza de las cargas aplicadas. (Fig. 6.1)

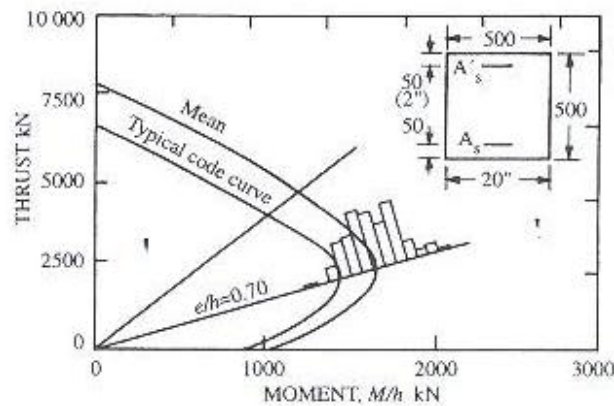


Fig. 6.1. Resultado típico de la simulación de la resistencia de un miembro en flexocompresión de hormigón armado. (Ellingwood, 1977)

Por tanto, en adelante al referirnos al análisis de las variables de la resistencia y la solicitación sobre la recta de excentricidad o según alguna otra recta de análisis, nos referiremos a las variables X_R y X_S .

Entonces, caracterizando la variable X_R mediante simulación (como se verá más adelante), y también la variable X_S , según las acciones que se deben tener en cuenta, gráficamente lo podemos representar como se muestra en la fig. 6.2, suponiendo una excentricidad constante.

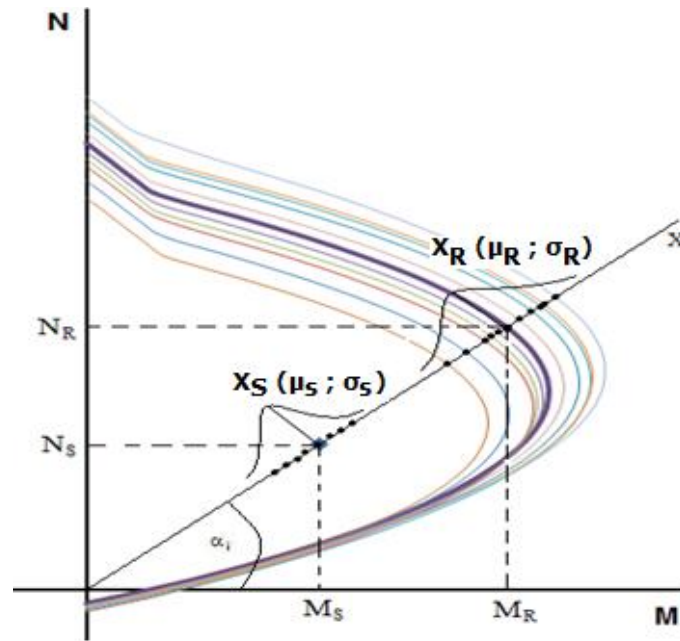


Fig. 6.2 Representación gráfica de la caracterización de las variables X_R y X_S .

6.3. ANÁLISIS DE LA VARIABILIDAD DE “R” EN EL ELEMENTO ESTRUCTURAL.

La capacidad de carga de una estructura depende de la resistencia de sus componentes. La resistencia de cada componente (en este caso, la de las pilas del puente), comúnmente denotada por R , es típicamente una función de la resistencia de los materiales que la conforman y sus dimensiones geométricas, valores que tienen asociada una determinada incertidumbre.

La variabilidad de la resistencia de los componentes ha sido cuantificada (en cierto grado) por ensayos, observaciones de estructuras existentes, y criterios ingenieriles. La mayoría de esta información está disponible para los materiales y los componentes estructurales básicos. Sin embargo, los miembros estructurales son a menudo combinación de varios materiales (miembros compuestos) que requieren métodos especiales del análisis. Puesto que la información sobre la variabilidad de la resistencia de tales miembros estructurales no está siempre disponible, es a menudo necesario desarrollar modelos de resistencia usando datos de ensayos disponibles y definiciones probabilísticas de geometría y materiales para realizar simulaciones numéricas, de las cuales extraer el comportamiento estadístico.

Para la caracterización de la variable R , se desarrolló un procedimiento mediante simulación numérica que permitió determinar la respuesta última seccional a flexo compresión de la sección de hormigón armado confinado con CFRP, incorporando la variabilidad de los parámetros mecánicos de los materiales.

Para considerar la variabilidad de estas propiedades se consideran 4 parámetros como variables aleatorias básicas (Resistencia a compresión del hormigón confinado, deformación última del hormigón confinado, límite elástico del acero pasivo, deformación última del acero pasivo) que siguen determinadas distribuciones teóricas, de acuerdo con los datos experimentales disponibles (Jurado 2011).

Pero previamente, para considerar el ajuste del modelo de confinamiento elegido después de una caracterización estadística de los diferentes modelos de confinamiento estudiados en los capítulos 3 y 4, se tomará en cuenta un factor de corrección que representa el error de modelización. Así, para el caso de la resistencia del hormigón confinado tendremos:

$$\xi = \frac{f'_{cu,exp.}}{f'_{cu,mod.}} \quad (6.9)$$

Donde:

- ξ Variable aleatoria que representa la incertidumbre de modelización.
- $f'_{cu,exp.}$ Resistencia última del hormigón confinado obtenida experimentalmente.
- $f'_{cu,mod.}$ Resistencia última del hormigón confinado obtenida mediante el modelo.

Así pues, en el modelo de resistencia, además de la incertidumbre en las variables de geometría y material, hay que tener en cuenta la incertidumbre asociada al propio modelo de cálculo.

Por tanto, el valor de la resistencia del hormigón confinado que consideremos en los cálculos de resistencia será igual al valor obtenido mediante el modelo de comportamiento del hormigón confinado afectada por el factor de corrección:

$$f'_{cc} = f'_{cc,mod.} * \xi \quad (6.10)$$

Tal como ha quedado definido en el capítulo 4, la variable aleatoria ξ puede caracterizarse estadísticamente como una función de probabilidad tipo Normal con su respectivo valor medio y coeficiente de variación.

6.3.1. SIMULACIÓN DE LA RESISTENCIA DE LA PILA.

Primeramente, para generar los diagramas de interacción M-N, sobre los cuales se realizará el análisis de la variabilidad de las variables X_R y X_S , es necesario definir los diagramas tensión-deformación de cada uno de los materiales (hormigón sin confinar, acero pasivo y hormigón confinado).

6.3.1.1. Modelo tensión-deformación para hormigón sin confinar.

Los diagramas de cálculo tensión-deformación para el hormigón pueden ser diversos, dependiendo del grado de aproximación que se quiera dar respecto al real. Para este caso se tomó el propuesto por Mander, et al. 1988:

$$f_c = f_{co} \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{co}} \right) \frac{r}{\left[r - 1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{co}} \right)^r \right]} \quad (6.11)$$

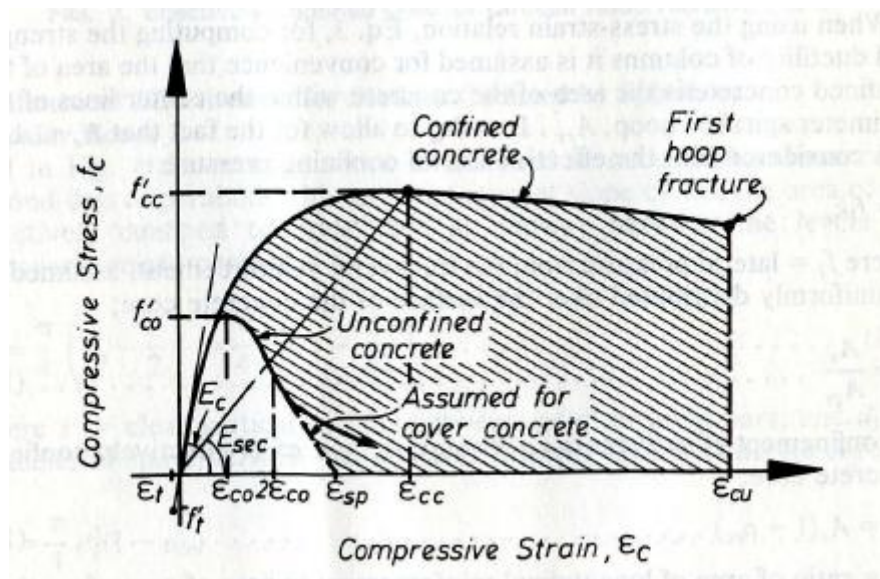


Fig. 6.3 Modelo tensión-deformación propuesto para hormigón confinado y no confinado (Mander, et al. 1988).

Donde (de acuerdo con la fig. 6.3):

- f_c Resistencia del hormigón.
- f_{co} Resistencia característica del hormigón.
- ε Deformación del hormigón.
- ε_{co} Deformación del hormigón correspondiente a la resistencia característica.

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (6.12)$$

$$E_c = 5000\sqrt{f_{co}} \text{ MPa} \quad \text{Es el módulo de elasticidad tangente del hormigón} \quad (6.13)$$

$$E_{sec} = \frac{f_{co}}{\varepsilon_{co}} \quad \text{Es el módulo de elasticidad secante del hormigón} \quad (6.14)$$

Para los datos del hormigón utilizado en el diseño, con resistencia característica 25 MPa, y deformaciones $\varepsilon_{co} = 0,002$ y $\varepsilon_{cu} = 0,0035$; la curva tensión-deformación generada es la siguiente:

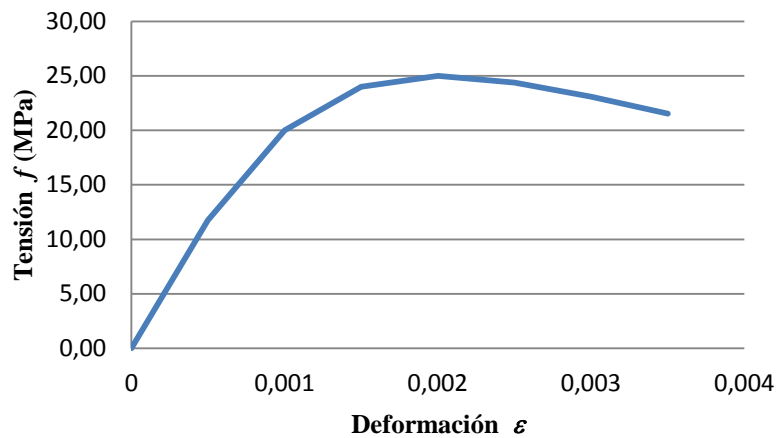


Fig. 6.4 Curva tensión-deformación del hormigón sin confinar correspondiente a la resistencia característica.

6.3.1.2. Modelo tensión-deformación para el acero pasivo.

Para representar el comportamiento tensión-deformación del acero pasivo, se ha utilizado el modelo de Simple (Caltrans, 2010), aunque hay diversos autores que proponen otros modelos igualmente realistas. Este modelo ofrece la pendiente correspondiente al estado elástico inicial, la meseta perfectamente plástica y una curva parabólica que representa la deformación por endurecimiento (Fig. 6.5).

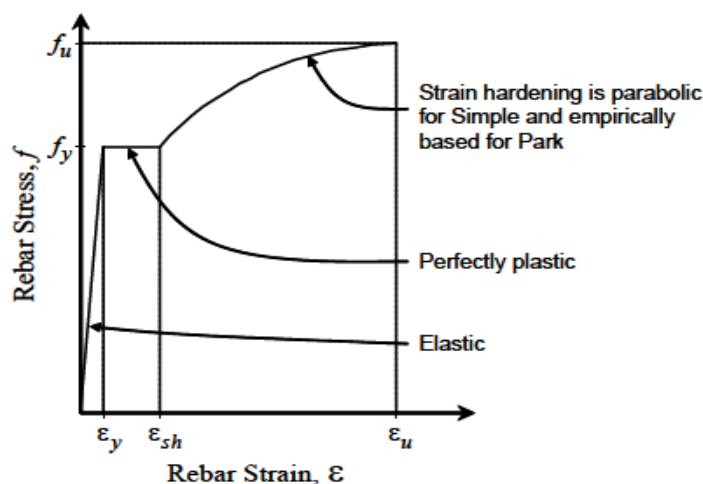


Fig. 6.5 Curva tensión-deformación del acero pasivo. (Caltrans, 2010)

Para el acero de límite elástico equivalente a 400 MPa (en función del límite elástico pueden verse modificadas), las expresiones para cada tramo de la curva son las siguientes:

Para $\varepsilon \leq \varepsilon_y$ (región elástica)

$$f = E \varepsilon \quad (6.15)$$

Para $\varepsilon_y < \varepsilon \leq \varepsilon_{sh}$ (región perfectamente plástica)

$$f = f_y \quad (6.16)$$

Para $\varepsilon_{sh} < \varepsilon \leq \varepsilon_u$ (región de deformación por endurecimiento)

$$f = f_y + (f_u - f_y) \sqrt{\frac{\varepsilon - \varepsilon_{sh}}{\varepsilon_u - \varepsilon_{sh}}} \quad (6.17)$$

Donde:

f Tensión del acero.

ε Deformación del acero.

E Módulo de elasticidad del acero.

f_y Límite elástico del acero.

f_u Tensión última del acero.

ε_{sh} Deformación del acero antes de empezar la deformación por endurecimiento.

ε_u Deformación última del acero.

El mismo modelo da valores para las deformaciones ε_{sh} y ε_u correspondientes para diferentes armados, ya que éstas se encuentran en función de la sección de acero presente en el hormigón. En el caso de las pilas del puente definidas en el capítulo anterior, al tener un diámetro de barras de 25 mm, tenemos unas deformaciones de $\varepsilon_{sh} = 0.015$ y $\varepsilon_u = 0.107$. El módulo de deformación $E = 200.000$ MPa y su tensión última $f_u = 520$ MPa, se han elegido según Caltrans 2010.

La curva tensión-deformación correspondiente a los valores del acero de armar utilizados en este estudio es la siguiente (Fig. 6.6):

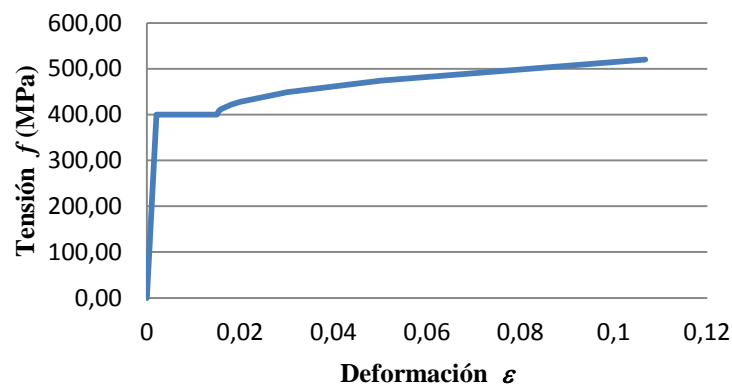


Fig. 6.6 Curva tensión-deformación del acero de armar, correspondiente a la resistencia característica.

Se trata de una curva simétrica tanto para comportamiento a tracción como a compresión.

6.3.1.3. Modelo tensión-deformación para el hormigón confinado.

De acuerdo con la caracterización estadística realizada en el capítulo 4, el modelo elegido y con el cual se ha trabajado es el de Teng, et al. 2009. El desarrollo de las expresiones que definen éste modelo están descritos en el capítulo 3, apartado 3.6.

6.3.2. PROCESO DE SIMULACIÓN.

La resistencia vendrá determinada por la capacidad en ELU de la sección reforzada con CFRP, que prácticamente se deberá a las propiedades del acero y el hormigón confinado. Como anteriormente ya se había mencionado, para considerar la variabilidad de estas propiedades se consideran cuatro variables aleatorias (resistencia a compresión del hormigón confinado, deformación última del hormigón confinado, límite elástico del acero pasivo, deformación última del acero pasivo) cuya distribución estadística es la que aparece en la tabla 6.1.

Tabla 6.1. Variables aleatorias para la simulación de la resistencia

Variable	Bias λ	V	Tipo de distribución	Valor nominal
f'_{cc}	1,12	0,17	Log-Normal	36,29
ε_{cu}	0,89	0,34	Normal	0,01149
f_y	1,09	0,11	Log-Normal	400
ε_{su}	1,28	0,13	Log-Normal	0,10

En la tabla 6.1 los valores de bias (relación entre el valor medio y el valor nominal de la variable) y coeficiente de variación (relación entre la desviación típica y el valor medio de la variable), son los obtenidos en Jurado 2011. A ello, en el caso del hormigón confinado se ha añadido la variable correspondiente a la incertidumbre del modelo (ξ), que es un parámetro de corrección por el tipo de modelo de confinamiento utilizado en este estudio. Esta corrección (Nowak y Collins 2000), para el caso de la resistencia del hormigón confinado es obtenida según la expresión 6.10 y el coeficiente de variación correspondiente será:

$$V_{f'_{cc}} = \sqrt{(V_{f'_{cc}(t)}})^2 + (V_{\xi})^2} \quad (6.18)$$

Donde:

- $V_{f_{cc}}^t$ Coeficiente de variación corregido por incertidumbre del modelo.
 $V_{f_{cc}(i)}^t$ Coeficiente de variación inicial (sin corregir)
 V_{ξ} Coeficiente de variación de la incertidumbre del modelo.

Por tanto, para la simulación son utilizados estas características para generar distintas series de datos que deberían representar la actual variabilidad de la respuesta estructural. Se procede entonces a generar 50 variables siguiendo las distribuciones y las propiedades estadísticas de la tabla anterior mediante la técnica del Latin Hypercube (Helton y Davis 2002, Anitori 2010, Schneider 2006).

El procedimiento general, se puede describir de la siguiente manera:

- Generar los 50 grupos de datos de acuerdo con la técnica de simulación del LHS (software FREET).
- Calcular las 50 curvas tensión-deformación para el acero y el hormigón confinado con FRP partiendo de las variables generadas por la simulación.
- Generar las 50 curvas del diagrama de interacción momento-axil (software XTRACT).
- Obtener los puntos $(M_i; N_i)$, resultado de la intersección entre la recta que pasa por el origen y el punto de las solicitaciones de diseño $(M_d; N_d)$ y cada una de las 50 curvas de interacción M-N generadas. (Fig. 6.7)
- Para los 50 puntos de resistencia encontrados correspondientes a los distintos diagramas de interacción determinar sus parámetros estadísticos (bias factor, coeficiente de variación y tipo de distribución probabilística), con lo cual quedaría estadísticamente definida la variable resistencia.

Siguiendo el orden del procedimiento mencionado anteriormente, a continuación se muestran los resultados obtenidos, donde se puede observar primero, gráficamente las curvas obtenidas a partir de los datos generados por simulación (fig. 6.7) y analíticamente los valores de la tabla 6.2.

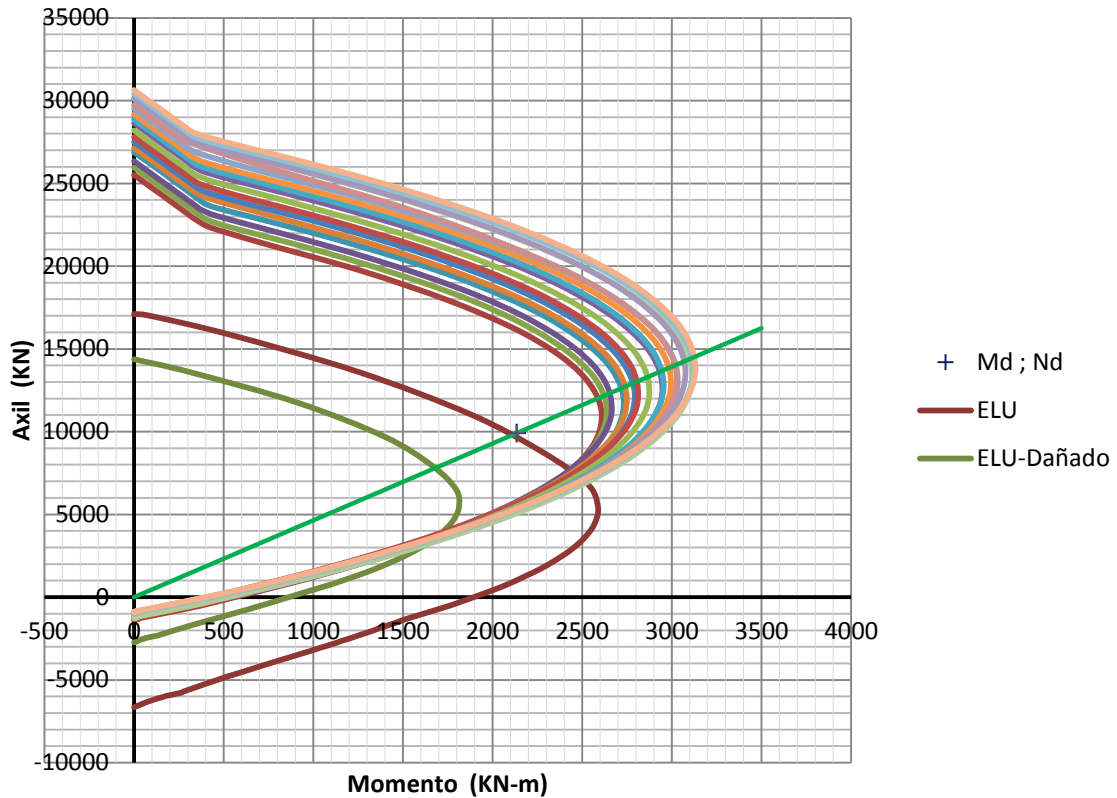


Fig. 6.7 Curvas de interacción M-N en la simulación de X_R y recta según $(M_d; N_d)$.
(La familia de curvas solapadas representan las 50 curvas, no representadas todas por la claridad de la figura)

Los valores que se muestran en la tabla 6.2, son los valores de la resistencia obtenidos de la simulación, expresados como el par de valores $M_i; N_i$ (que gráficamente en el diagrama de interacción M-A, este par de valores de momento y axil, son los puntos de intersección entre la recta de análisis con cada una de las 50 curvas). Estos puntos, que caracterizan la resistencia, también pueden ser expresados mediante la variable X_{Ri} (recta de análisis), que vendría expresado como:

$$X_{Ri} = \sqrt{(N_i)^2 + \left(\frac{M_i}{h}\right)^2} \quad (6.19)$$

Donde:

- X_{Ri} Variable que representa la resistencia (que relaciona M_i y N_i).
- N_i Valor del axil para cada una de las curvas de simulación.
- M_i Valor del momento para cada una de las curvas de simulación.
- h Diámetro de la sección (para los datos de la tabla 6.2 h es igual a 1 m)

Tabla 6.2 Valores de resistencia en el par de valores (M_i ; N_i) y X_{Ri} , para los 50 datos.

Nº	M_i	N_i	X_{Ri}
1	1879,09	12189,12	12333,11
2	2101,59	13632,42	13793,46
3	2211,82	14347,45	14516,94
4	2315,20	15018,05	15195,46
5	2356,57	15286,43	15467,01
6	2392,24	15517,79	15701,10
7	2450,50	15895,68	16083,46
8	2473,87	16047,29	16236,85
9	2515,93	16320,12	16512,92
10	2540,38	16478,75	16673,41
11	2592,49	16816,76	17015,42
12	2643,85	17149,88	17352,48
13	2661,65	17265,34	17469,30
14	2696,70	17492,75	17699,39
15	2725,49	17679,50	17888,35
16	2716,77	17622,90	17831,08
17	2788,62	18089,00	18302,69
18	2787,19	18079,73	18293,30
19	2823,83	18317,41	18533,79
20	2840,72	18426,96	18644,64
21	2843,18	18442,89	18660,76
22	2894,12	18773,37	18995,14
23	2944,01	19096,98	19322,57
24	2973,20	19286,29	19514,12
25	2981,14	19337,81	19566,25
26	3006,94	19505,18	19735,59
27	3046,16	19759,58	19993,00
28	3073,21	19935,03	20170,53
29	3092,95	20063,08	20300,09
30	3128,10	20291,09	20530,79
31	3175,42	20598,07	20841,39
32	3190,51	20695,91	20940,39
33	3230,78	20957,13	21204,69
34	3271,00	21218,05	21468,70
35	3274,54	21241,02	21491,94
36	3324,09	21562,44	21817,15
37	3356,83	21774,80	22032,03
38	3405,84	22092,71	22353,69
39	3284,01	21302,48	21554,12
40	3486,61	22616,67	22883,85
41	3509,05	22762,20	23031,09
42	3521,23	22841,20	23111,03
43	3298,72	21397,85	21650,63
44	3623,90	23507,20	23784,89
45	3647,60	23660,95	23940,45
46	3816,36	24755,64	25048,08
47	3909,57	25360,26	25659,85
48	3956,78	25666,51	25969,71
49	4196,18	27219,45	27540,99
50	2752,93	17857,48	18068,43

Si representamos los valores de las variables M_i , N_i ; X_{Ri} sobre papel normalizado según una variable normal, obtenemos los gráficos de la fig. 6.8.

Estos gráficos demuestran que la variable X_R según una determinada dirección (Excentricidad correspondiente a M_d/N_d) puede modelarse correctamente mediante una distribución tipo Normal con los parámetros de la tabla 6.3:

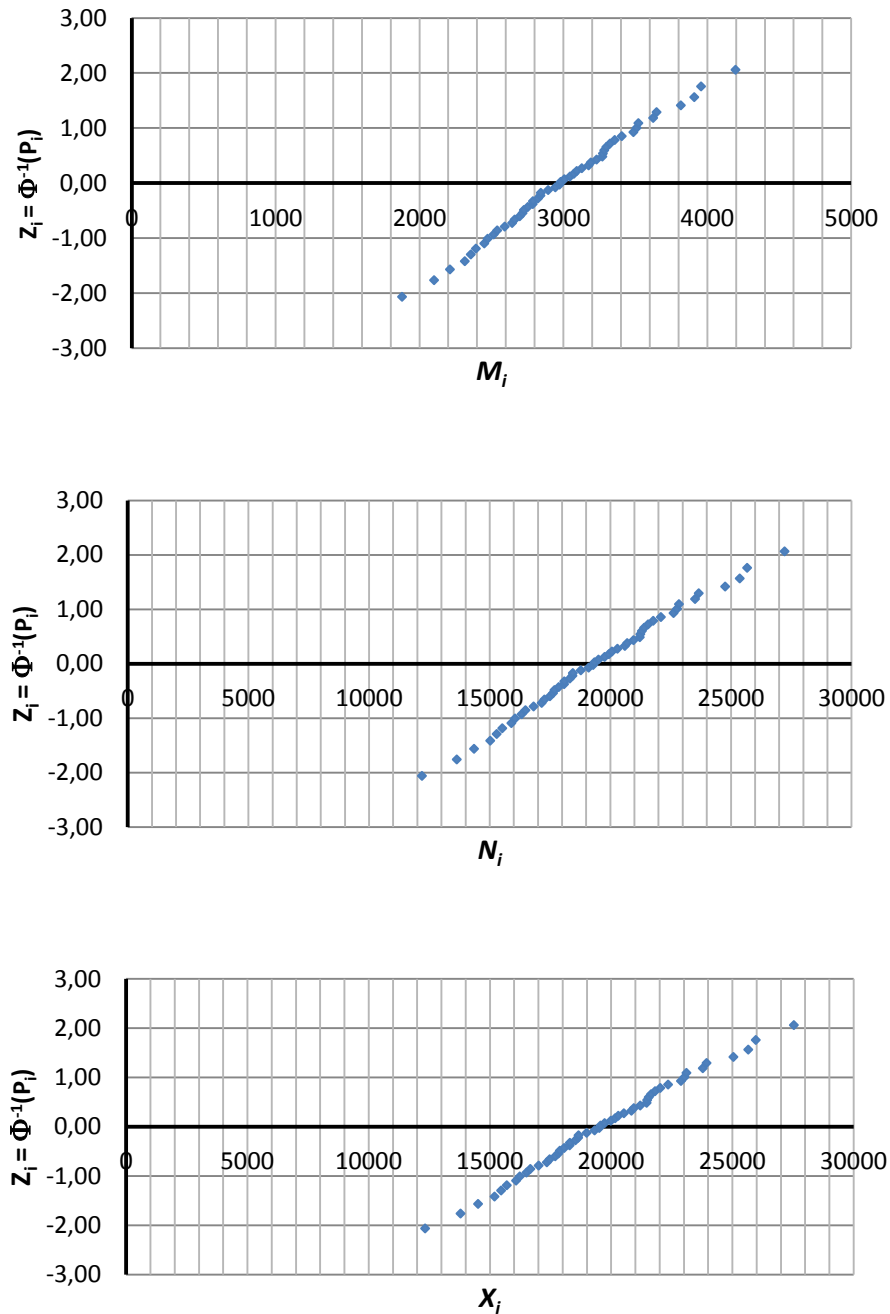


Fig. 6.8 Gráfico de la resistencia Vs $Z_i = \Phi^{-1}(P_i)$

Tabla 6.3 valores estadísticos de la resistencia (según la dirección M_d , N_d)

	M	N	X_R
Media =	2953,52	19158,66	19384,99
Desviación típica =	497,90	3229,74	3267,89
COV =	0,169	0,169	0,169

En el caso anterior, se ha analizado una situación en el que la sollicitación de flexión es predominante sobre la compresión. A continuación, se muestra otra recta de análisis con acercamiento a la compresión pura (Fig. 6.9).

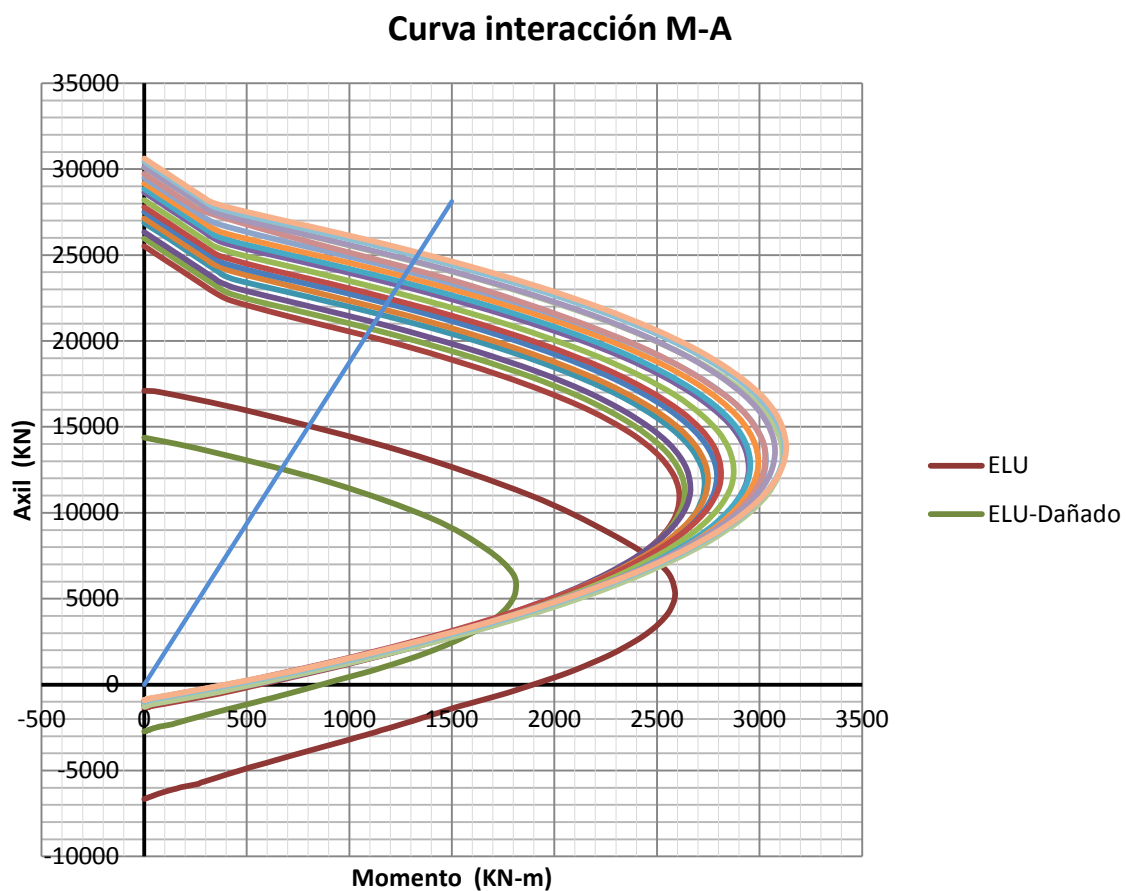


Fig. 6.9 Curvas de interacción M-N en la simulación de R y recta de análisis con acercamiento a la compresión pura. (Al igual que en la fig. 6.7, la familia de curvas solapadas representa las 50 curvas no representadas todas por la claridad de la figura)

De la misma forma, los valores obtenidos y que se muestran en la tabla 6.4, son los valores de la resistencia que pasa por una recta de análisis con acercamiento a la compresión pura.

Tabla 6.4 Valores de resistencia en el par de valores (M_i ; N_i) y X_{Ri} , para la recta con acercamiento a la compresión centrada, para los 50 datos.

Nº	M_i	N_i	X_{Ri}
1	465,22	17944,18	17950,21
2	515,95	19900,89	19907,58
3	542,97	20942,99	20950,02
4	567,30	21881,40	21888,75
5	576,43	22233,55	22241,02
6	587,38	22656,20	22663,82
7	599,51	23123,78	23131,55
8	609,28	23500,96	23508,86
9	617,27	23809,06	23817,06
10	625,42	24123,51	24131,62
11	636,30	24542,91	24551,16
12	646,70	24944,28	24952,66
13	652,60	25171,80	25180,25
14	660,72	25484,77	25493,34
15	669,88	25838,26	25846,94
16	678,66	26176,84	26185,63
17	686,89	26494,15	26503,05
18	686,03	26461,13	26470,02
19	693,89	26764,27	26773,26
20	699,09	26964,75	26973,81
21	716,55	27638,43	27647,72
22	712,88	27496,76	27506,00
23	725,83	27996,30	28005,71
24	731,34	28208,93	28218,41
25	738,15	28471,63	28481,20
26	747,39	28827,77	28837,45
27	748,62	28875,49	28885,19
28	757,92	29233,89	29243,71
29	763,81	29461,09	29470,99
30	771,66	29764,00	29774,00
31	779,76	30076,55	30086,66
32	787,50	30375,10	30385,31
33	794,77	30655,46	30665,76
34	804,87	31044,94	31055,37
35	810,87	31276,58	31287,09
36	819,03	31591,07	31601,68
37	827,10	31902,31	31913,03
38	839,38	32376,22	32387,10
39	843,47	32533,85	32544,79
40	862,01	33248,78	33259,95
41	871,96	33632,61	33643,91
42	877,43	33843,74	33855,11
43	876,02	33789,45	33800,80
44	907,51	35003,89	35015,65
45	924,48	35658,33	35670,31
46	945,41	36465,74	36477,99
47	968,08	37340,19	37352,74
48	996,41	38433,14	38446,05
49	1047,33	40397,07	40410,64
50	811,58	31303,87	31314,39

Al igual que en el análisis anterior, si representamos los valores de las variables M_i , N_i ; X_{Ri} sobre papel normalizado según una variable normal, obtenemos los gráficos de la fig. 6.10. Los mismos demuestran que la variable R según esta otra dirección (más próximo a la compresión centrada) puede modelizarse igualmente mediante una distribución tipo Normal con los parámetros de la tabla 6.5:

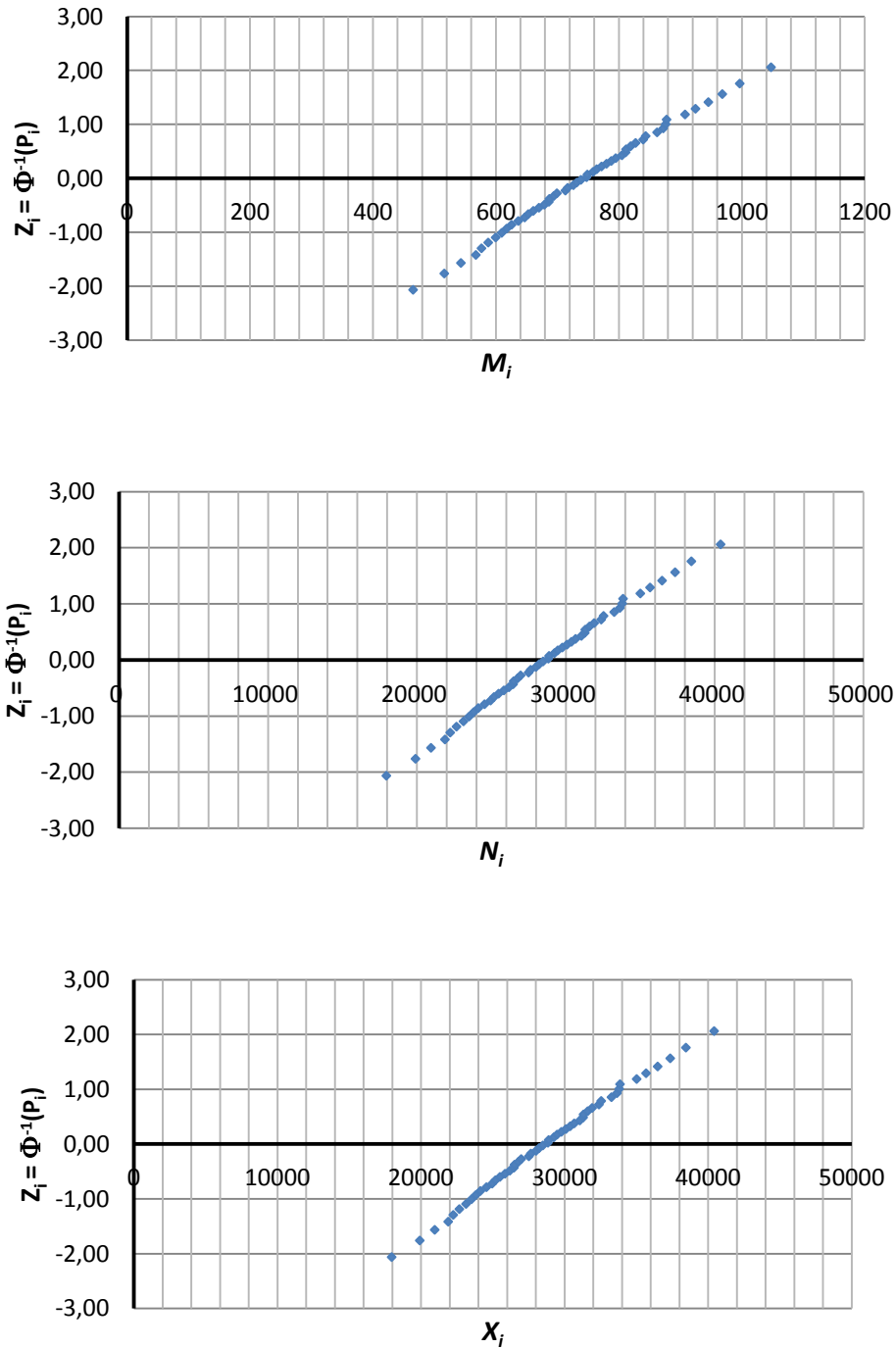


Fig. 6.10 Gráficos de la resistencia Vs $Z_i = \Phi^{-1}(P_i)$

Tabla 6.5 valores estadísticos de la resistencia (según la dirección Md, Nd)

	M	N	X_R
Media =	733,55	28294,21	28303,72
Desviación típica =	128,20	4944,98	4946,64
COV =	0,175	0,175	0,175

Viendo los parámetros estadísticos de la resistencia (Tablas 6.3 y 6.5) según las dos direcciones analizadas en el plano de interacción M-N, y viendo que el COV es prácticamente el mismo. Para el proceso del cálculo de la fiabilidad se define el coeficiente de variación de la variable resistencia igual a 0,17.

6.4. ANÁLISIS DE LA VARIABILIDAD DE “S” EN EL ELEMENTO ESTRUCTURAL.

Las acciones más importantes en puentes se pueden clasificar en cuatro grupos: permanentes, sobrecargas de tráfico, ambientales y acciones accidentales. Todas las acciones tienen una naturaleza incierta y, en rigor, su caracterización se debe realizar en términos probabilistas. En general, para los estudios de seguridad deberemos conocer su función de distribución estadística y los parámetros que intervienen (media, desviación típica o coeficiente de variación, etc.) Los valores dependientes de la variable tiempo (por ejemplo, sobrecargas de tráfico, sismo, etc.) se pueden determinar para distintos periodos de referencia, en general se toma la vida útil esperada de las estructuras (entre 50 y 100 años)

6.4.1. ACCIONES PERMANENTES.

La variabilidad de las acciones permanentes (peso propio y cargas muertas) depende, básicamente, del proceso de ejecución del elemento. Su variabilidad está ligada a los errores en las dimensiones geométricas y la incertidumbre asociada a la densidad. Este tipo de acciones se suele caracterizar, en general, mediante distribuciones gaussianas, por lo que se tiene, según (IETcc – CSIC, 1998):

Tabla 6.6 Parámetros estadísticos utilizados en la calibración del Código de Ontario y del Código AASHTO (IETcc – CSIC, 1998).

Acción permanente	Coefficiente de sesgo, λ	Coefficiente de variación, COV
Elementos prefabricados	1,03	0,08
Elementos hormigonados in situ	1,05	0,10
Pavimento	9 cm(valor medio)	0,15
Otras acciones permanentes	1,03 a 1,05	0,08 a 0,10

Por tanto, para el peso propio (elemento hormigonado in situ) y demás cargas muertas, para el análisis tomaremos valores iguales a: $\lambda = 1,05$ y $COV = 0,10$.

6.4.2. ACCIONES DE TRÁFICO.

Las solicitaciones debidas a la sobrecarga de tráfico dependen de numerosos factores, y pueden requerir de un estudio específico en cada caso. Sin embargo, como una aproximación al caso estudiado, representaremos la acción máxima debida al tráfico en un periodo de tiempo determinado mediante una distribución tipo Normal con COV del 20% (IETcc – CSIC, 1998).

Asumiremos como valor característico de la acción del tráfico en un periodo de tiempo de 100 años, el valor correspondiente a la norma de acciones (IAP-11). A partir de aquí, podemos obtener el valor medio de la acción de tráfico como:

$$\mu_S = \frac{S_k}{1 + Z COV_S} \quad (6.20)$$

$$\mu_S = \frac{S_k}{1 + 1,645 * 0,20} = 0,75 S_k \quad (6.21)$$

Respecto a la acción del frenado, al ser una acción debida a la sobrecarga de tráfico, los parámetros estadísticos considerados en este estudio son iguales a los descritos anteriormente.

6.4.3. DEFORMACIONES IMPUESTAS.

Las deformaciones impuestas son debidas a la retracción, fluencia, variaciones de temperatura y otros mas como el pretensado. Se modelizarán como una variable definida como: Distribución tipo Normal y Coeficiente de variación 10%. Tomando el valor de la solicitación por deformaciones impuestas calculado en el diseño, como la media.

Por tanto, los parámetros estadísticos obtenidos para las solicitaciones se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 6.7. Resumen de los parámetros estadísticos para las solicitaciones.

Solicitación	λ	COV
N_{CM}	1,05	0,1
N_{SC}	0,75	0,2
$M_{SC(\text{Frenado})}$	0,75	0,2
$M_{\text{deformac. Imp.}}$	-	0,1

De acuerdo con el teorema de la adición en las distribuciones normales, dado un conjunto de variables aleatorias normales independientes de distintas medias y distintas desviaciones típicas, la variable aleatoria suma de todas ellas se distribuye según una distribución normal, con media,

la suma de las medias; y con desviación típica, la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las desviaciones típicas.

$$\mu_Z = \mu_X + \mu_Y \quad (6.22)$$

$$\sigma_Z^2 = \sigma_X^2 + \sigma_Y^2 \quad (6.23)$$

Con lo cual podemos obtener para cada una de las pilas estudiadas, la sollicitación media y desviación típica para cada acción, y también para el conjunto de todas las acciones, como se ve en las tablas 6.8 a 6.13 para los distintos puentes estudiados (capítulo 5).

Tabla 6.8 Caracterización de la variable S para la pila del puente:
3 vanos, losa maciza (fuste único)

Solicitación	S_k	λ	COV	μ	σ
N_{CP} (KN)	4647,535	1,05	0,1	4879,911	487,99
N_{SC} (KN)	2422,56	0,75	0,2	1822,84	364,57
$M_{SC(Frenado)}$ (KN m)	941,61	0,75	0,2	708,51	141,70
$M_{def. Imp.}$ (KN m)	-	-	0,1	481,15	48,11

Solicitación	μ_S	σ_S	COV	μ_{X_S}	COV_{X_S}	σ_{X_S}
N_S (KN)	6702,76	609,14	0,091	6807,51	0,092	627,25
M_S (KN m)	1189,66	149,65	0,126			

Tabla 6.9 Caracterización de la variable S para la pila del puente:
3 vanos, losa maciza (dos fustes)

Solicitación	S_k	λ	COV	μ_S	σ_S
N_{CP} (KN)	2304,525	1,05	0,1	2419,751	241,98
N_{SC} (KN)	1211,28	0,75	0,2	911,42	182,28
$M_{SC(Frenado)}$ (KN m)	248,66	0,75	0,2	187,10	37,42
$M_{def. Imp.}$ (KN m)	-	-	0,1	94,24	9,42

Solicitación	μ_S	σ_S	COV	μ_{X_S}	COV_{X_S}	σ_{X_S}
N_S (KN)	3331,17	302,95	0,09	3343,03	0,09	305,40
M_S (KN m)	281,35	38,59	0,14			

Tabla 6.10 Caracterización de la variable S para la pila del puente:
4 vanos, Losa aligerada, P-1 (fuste único)

Solicitud	S_k	λ	COV	μ_s	σ_s
N_{CP} (KN)	7154,138	1,05	0,1	7511,845	751,18
N_{SC} (KN)	3013,57	0,75	0,2	2267,55	453,51
$M_{SC(Frenado)}$ (KN m)	952,77	0,75	0,2	716,91	143,38
$M_{def. Imp.}$ (KN m)	-	-	0,1	0,00	0,00

Solicitud	μ_s	σ_s	COV	μ_{X_s}	COV_{X_s}	σ_{X_s}
N_S (KN)	9779,39	877,47	0,09	9805,63	0,091	889,10
M_S (KN m)	716,91	143,38	0,20			

Tabla 6.11 Caracterización de la variable S para la pila del puente:
4 vanos, Losa aligerada, P-1 (dos fustes)

Solicitud	S_k	λ	COV	μ_s	σ_s
N_{CP} (KN)	3581,88	1,05	0,1	3760,97	376,10
N_{SC} (KN)	1506,79	0,75	0,2	1133,77	226,75
$M_{SC(Frenado)}$ (KN m)	382,00	0,75	0,2	287,43	57,49
$M_{def. Imp.}$ (KN m)	-	-	0,1	0,00	0,00

Solicitud	μ_s	σ_s	COV	μ_{X_s}	COV_{X_s}	σ_{X_s}
N_S (KN)	4894,75	439,17	0,09	4903,18	0,09	442,91
M_S (KN m)	287,43	57,49	0,20			

Tabla 6.12 Caracterización de la variable S para la pila del puente:
4 vanos, Losa aligerada, P-2 (fuste único)

Solicitud	S_k	λ	COV	μ_s	σ_s
N_{CP} (KN)	5898,73	1,05	0,1	6193,67	619,37
N_{SC} (KN)	2797,41	0,75	0,2	2104,90	420,98
$M_{SC(Frenado)}$ (KN m)	761,92	0,75	0,2	573,30	114,66
$M_{def. Imp.}$ (KN m)	-	-	0,1	1071,73	107,17

Solicitud	μ_s	σ_s	COV	μ_{X_s}	COV_{X_s}	σ_{X_s}
N_S (KN)	8298,56	748,89	0,09	8460,04	0,090	765,16
M_S (KN m)	1645,03	156,95	0,10			

Tabla 6.13 Caracterización de la variable S para la pila del puente:
4 vanos, Losa aligerada, P-2 (dos fustes)

Solicitud	S_k	λ	COV	μ_s	σ_s
N_{CP} (KN)	3037,33	1,05	0,1	3189,19607	318,92
N_{SC} (KN)	1398,705	0,75	0,2	1052,45	210,49
$M_{SC(Frenado)}$ (KN m)	358,74	0,75	0,2	269,93	53,99
$M_{def. Imp.}$ (KN m)	-	-	0,1	489,14	48,91

Solicitud	μ_s	σ_s	COV	μ_{X_s}	COV_{X_s}	σ_{X_s}
N_S (KN)	4241,65	382,12	0,09	4309,03	0,09	389,00
M_S (KN m)	759,07	72,85	0,10			

6.5. CALIBRACIÓN DE LOS COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD PARA EL HORMIGÓN CONFINADO.

En el capítulo 5 se han visto con detalle los sistemas estructurales y tipología de pilas, así como el diseño en ELU a rotura por flexocompresión en la sección de la pila según EHE-08, considerando primeramente un diseño habitual. En una segunda instancia, se considera un porcentaje de reducción por corrosión en la sección de la armadura longitudinal, por lo que analizando la sección se puede verificar que deja de cumplir el ELU para el cual fue diseñado. En una tercera etapa, se busca volver a cumplir el ELU, cubriendo esa pérdida de resistencia en la sección mediante el refuerzo con CFRP. Es en esta última fase, en la que se calibrarán los coeficientes parciales de seguridad para el hormigón confinado, puesto que para diseñar la cantidad de refuerzo se necesita conocer cuál será la resistencia de diseño a considerar en el hormigón confinado con FRP.

El proceso de calibración consiste básicamente en conocer cuáles son los coeficientes parciales de seguridad que aplicados a la resistencia del hormigón confinado, permite diseñar, a partir de la ecuación de diseño determinista $R_d = S_d$ soluciones reforzadas con índices de fiabilidad iguales o superiores al índice de fiabilidad objetivo.

El índice de fiabilidad objetivo, denotado como β_t , puede establecerse según recomendaciones de la ACI 440.2R-08 en 3,5; puesto que los factores de reducción relacionados con los FRP en dicha recomendación, fueron calibrados para producir índices de fiabilidad típicamente superiores a ese valor. Índices de fiabilidad entre 3,0 y 3,5 pueden también ser adoptados en casos donde son usados proporciones relativamente bajas de refuerzo de acero combinando con altas proporciones de FRP.

6.5.1. PROCESO DE CALIBRACIÓN DE LOS COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD.

Para la definición del coeficiente parcial de seguridad, resultaría bastante directo y lógico, ver qué coeficiente es capaz de dar la seguridad necesaria a la estructura o miembro estructural, evaluándolo a través del índice de fiabilidad. Sin embargo, en este caso no resulta directamente así, puesto que se tienen dos variables que se desconocen y están relacionadas entre sí, por una parte el coeficiente parcial de seguridad que se busca calibrar y por otra el espesor de FRP que se tiene que aplicar como refuerzo. Está claro que, al no tener uno de ellos definido no se puede realizar el diseño del CFRP, puesto que aplicando un mayor o menor coeficiente parcial de seguridad, igualmente el espesor de la fibra obtenido irá aumentando o disminuyendo según dicho coeficiente.

En consecuencia, para ver las variaciones de estos dos parámetros, en el proceso de calibración partimos de un espesor mínimo de fibra t_{\min} , a partir del cual se espera que el refuerzo trabaje eficientemente (Eid y Paultre, 2009; Seible et al. 1997). Para este espesor mínimo y otros crecientes se calcula el índice de fiabilidad, aplicándole a cada espesor diferentes coeficientes parciales de seguridad hasta obtener el valor del índice de fiabilidad objetivo.

Diversos autores (Eid y Paultre 2008; Seible et al. 1997) proponen criterios de espesores mínimos para asegurar que el comportamiento del refuerzo de FRP (efectividad del refuerzo, formación de rótula plástica) que se lleva a cabo es el correcto.

Según Eid y Paultre (2008), el espesor mínimo (t_{\min}) a partir del cual el refuerzo es efectivo para mejorar el comportamiento del pilar debe ser:

$$t_{\min} \geq \rho_{sey,\min} f_{hy} \frac{D}{E_f \varepsilon_{fu} \xi} \quad (6.24)$$

Donde:

- $\rho_{sey,\min}$ es la cuantía de acero mínima. En este caso y según la normativa española EHE-08 (Ministerio de Fomento, 2008), la cuantía mínima para pilares es $\rho_{sey,\min} = 0,004$.
- f_{hy} Límite elástico del acero de armar.
- D Diámetro de la pila.
- E_f Módulo de elasticidad de la fibra.
- ε_{fu} Deformación última a tracción de la fibra.
- ξ Factor de eficiencia.

Seible et al. (1997) precisa que el espesor mínimo para conseguir que el confinamiento del FRP llegue a formar una rótula plástica ha de ser:

$$t_{\min} \geq 0,09 \frac{D (\varepsilon'_{cc} - 0,004) f'_{cc}}{0,9 f'_l \varepsilon_{fu} \xi} \quad (6.25)$$

Donde:

- D Diámetro de la pila.
- ε'_{cc} Deformación longitudinal del hormigón confinado.
- f'_{cc} Resistencia a compresión del hormigón confinado.
- f'_l Presión de confinamiento lateral del FRP.
- ε_{fu} Deformación ultima a tracción de la fibra.
- ξ Factor de eficiencia.

El proceso de diseño a ELU de rotura en flexocompresión, en caso del hormigón convencional, a partir de las resistencias características de los materiales, aplicándoles los coeficientes parciales de seguridad especificados en las normativas obtenemos las resistencias de diseño y, con las sollicitaciones de diseño, mediante ábacos de diseño podemos determinar la cuantía de armadura necesaria en la sección.

Para la calibración de los coeficientes parciales de seguridad del hormigón confinado, el proceso de diseño de la sección es similar, aunque en este caso no es precisamente ir directo al diseño de la cantidad de refuerzo, sino más bien, analizar cuál es la respuesta de la sección introduciendo diferentes espesores de FRP y para diferentes coeficientes parciales de seguridad.

Entonces, al no tener ábacos de diseño y/o verificación ya definidos, es necesario generar nuestros propios diagramas de interacción M-N conociendo datos de geometría y materiales, para ello nos apoyamos en el software XTRACT, al cual introducimos datos del comportamiento tensión-deformación de cada material, y una vez generado el diagrama de interacción, analizando según una determinada excentricidad podemos los valores de la resistencia en la frontera del plano M-N. De esta manera se han generado todas las curvas de interacción mostradas en el anexo C, que luego son utilizados para el cálculo del índice de fiabilidad para cada caso.

Para calcular el índice de fiabilidad, teniendo caracterizadas las variables X_R y X_S , como distribuciones normales, el índice de fiabilidad se puede determinar mediante la relación:

$$\beta = \frac{\mu_G}{\sigma_G} \quad (6.26)$$

Dicha expresión, también se puede escribir como:

$$\beta = \frac{\mu_{X_R} - \mu_{X_S}}{\sqrt{\sigma_{X_R}^2 + \sigma_{X_S}^2}} \quad (6.27)$$

A continuación analizaremos cada uno de las variables que intervienen en la expresión anterior:

μ_{X_S} ; σ_{X_S} Media y desviación típica de la sollicitación. Sus valores para las diferentes pilas estudiadas se muestran en las tablas 6.9 a 6.13.

μ_{X_R} ; σ_{X_R} Media y desviación típica de la resistencia. Sus valores son los que irán variando de acuerdo al espesor de fibra y coeficiente parcial escogido. Con la caracterización probabilística hecha en el apartado 6.3, a través de λ y COV, se puede obtener la media y la desviación típica para cada uno de los casos.

El cálculo de la resistencia, al igual que en el proceso de la simulación, se obtendrá a partir de la generación los diagramas de interacción M-N, a través del software XTRACT, al cual ingresaremos los datos de los diagramas tensión-deformación de los materiales, en el que prácticamente el que irá variando será el diagrama tensión-deformación del hormigón confinado, puesto que irán variando el espesor de fibra y coeficiente parcial de seguridad.

Todos los resultados obtenidos para cada uno de los diferentes espesores y coeficientes parciales de seguridad, en cuanto a la generación de curvas de intercción M-N y calculo de índices de fiabilidad para cada espesor de fibra y los diferentes coeficientes parciales de seguridad aplicados, se adjuntan en el anexo C. El resumen de los valores de coeficientes parciales de seguridad para índices de fiabilidad objetivo de 3 y 3,5, se presenta a en las siguientes tablas y figuras:

Puente 3 vanos, losa maciza, con fuste único.

Tabla 6.14 γ_{cc} para $\beta=3$ y $\beta=3,5$; para diferentes espesores de FRP

t (FRP) mm	γ_{cc} para ($\beta=3,0$)	γ_{cc} para ($\beta=3,5$)
0,7	1,43	1,14
0,8	1,46	1,16
0,9	1,49	1,19
1	1,52	1,21
1,1	1,54	1,22
1,2	1,56	1,24
1,3	1,58	1,25
1,4	1,59	1,27
1,5	1,61	1,28
2	1,68	1,33
3	1,77	1,41
5	1,88	1,50

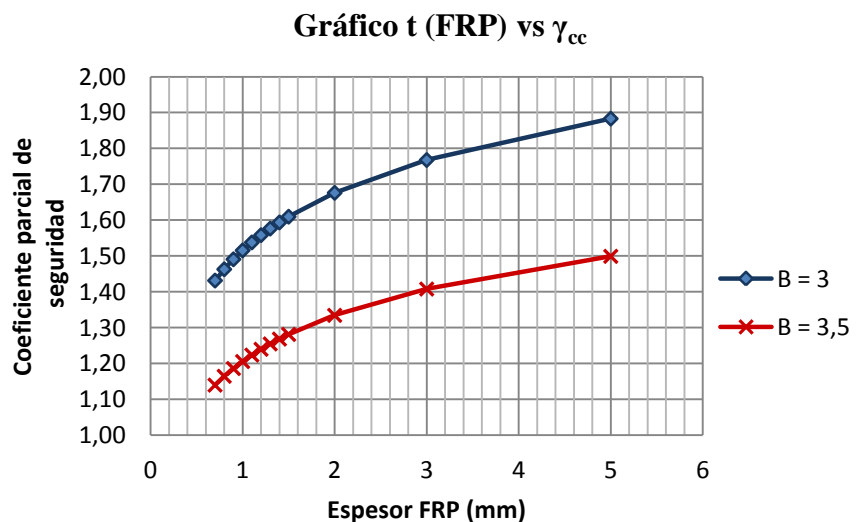


Fig. 6.11 Gráfico Espesor t (mm) vs Coeficiente parcial de seguridad γ_{cc}

Puente 3 vanos, losa maciza, con dos fustes.

Tabla 6.15 γ_{cc} para $\beta=3$ y $\beta=3,5$; para diferentes espesores de FRP

t (FRP) mm	γ_{cc} para ($\beta=3,0$)	γ_{cc} para ($\beta=3,5$)
0,4	1,25	Coef. < 1
0,6	1,33	1,05
0,8	1,39	1,10
1	1,44	1,14
2	1,57	1,24
4	1,70	1,35

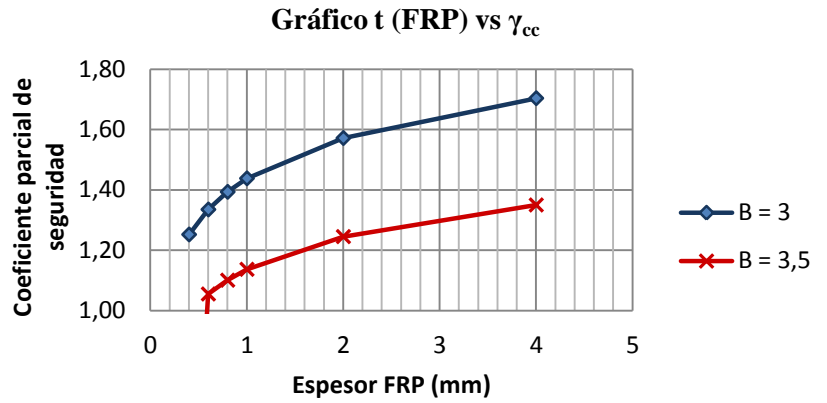


Fig. 6.12 Gráfico Espesor t (mm) vs Coeficiente parcial de seguridad γ_{cc}

Puente 4 vanos, losa aligerada, P-1, con fuste único

Tabla 6.16 γ_{cc} para $\beta=3$ y $\beta=3,5$; para diferentes espesores de FRP

t (FRP) mm	γ_{cc} para ($\beta=3,0$)	γ_{cc} para ($\beta=3,5$)
0,8	1,62	1,33
1	1,68	1,38
1,2	1,73	1,42
1,4	1,78	1,45
1,6	1,81	1,48
2	1,87	1,53
4	2,01	1,68

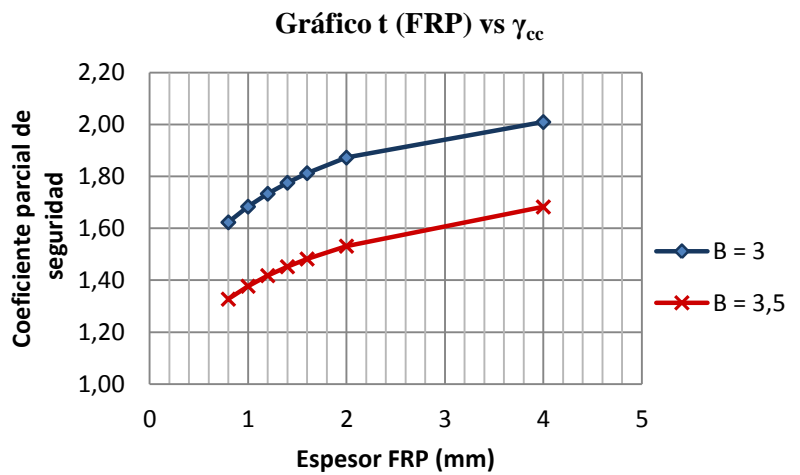


Fig. 6.13 Gráfico Espesor t (mm) vs Coeficiente parcial de seguridad γ_{cc}

Puente 4 vanos, losa aligerada, P-1, con dos fustes

Tabla 6.17 γ_{cc} para $\beta=3$ y $\beta=3,5$; para diferentes espesores de FRP

t (FRP) mm	γ_{cc} para ($\beta=3,0$)	γ_{cc} para ($\beta=3,5$)
0,6	1,66	1,36
0,8	1,74	1,43
1	1,81	1,48
1,2	1,86	1,52
1,4	1,90	1,56
2	2,00	1,64
3	2,10	1,73

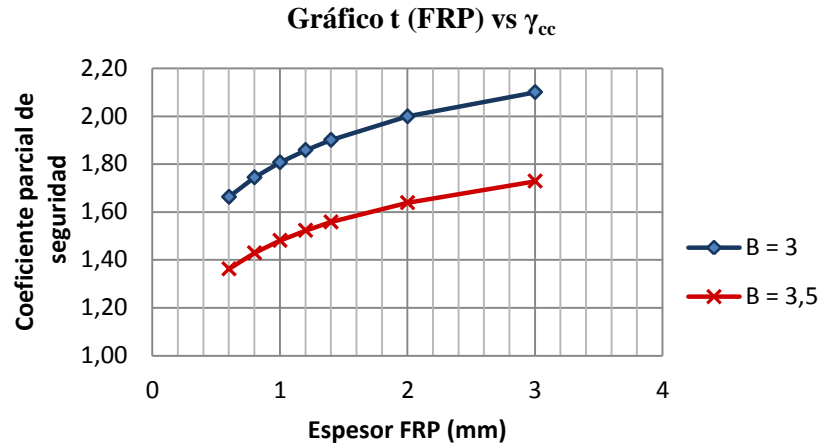


Fig. 6.14 Gráfico Espesor t (mm) vs Coeficiente parcial de seguridad γ_{cc}

Puente 4 vanos, losa aligerada, P-2, con fuste único

Tabla 6.18 γ_{cc} para $\beta=3$ y $\beta=3,5$; para diferentes espesores de FRP

t (FRP) mm	γ_{cc} para ($\beta=3,0$)	γ_{cc} para ($\beta=3,5$)
0,8	1,48	1,18
1	1,53	1,22
1,2	1,58	1,26
1,4	1,62	1,29
1,6	1,65	1,32
2	1,70	1,36
4	1,87	1,49

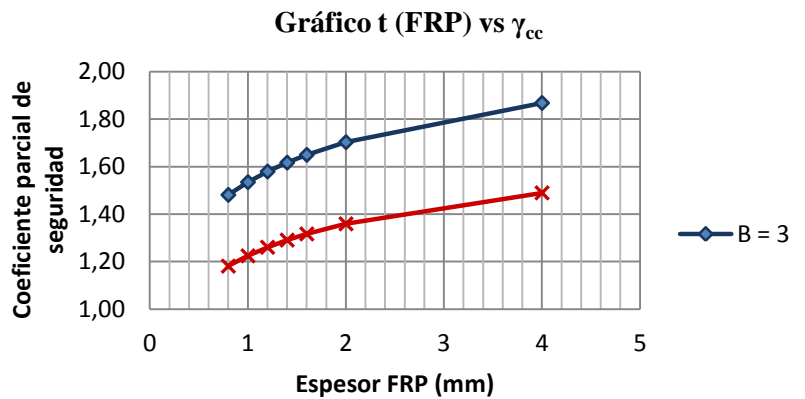


Fig. 6.15 Gráfico Espesor t (mm) vs Coeficiente parcial de seguridad γ_{cc}

Puente 4 vanos, losa aligerada, P-2, con dos fustes

Tabla 6.19 γ_{cc} para $\beta=3$ y $\beta=3,5$; para diferentes espesores de FRP

t (FRP) mm	γ_{cc} para ($\beta=3,0$)	γ_{cc} para ($\beta=3,5$)
0,6	1,29	1,01
0,8	1,34	1,05
1	1,39	1,09
1,2	1,42	1,11
1,4	1,45	1,13
2	1,51	1,19
3	1,58	1,24

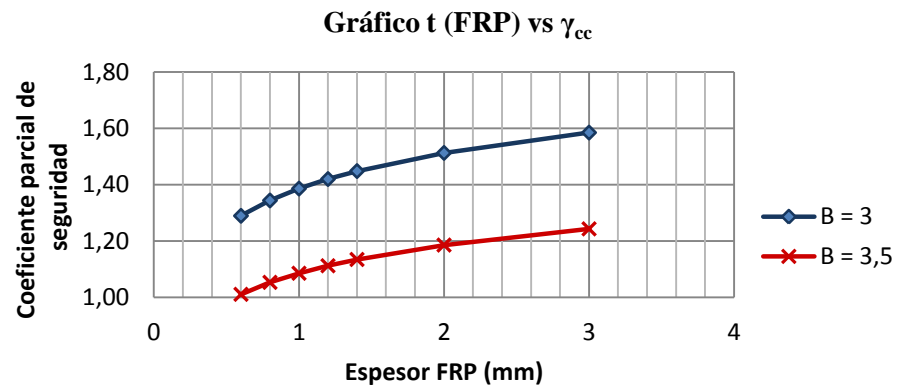


Fig. 6.16 Gráfico Espesor t (mm) vs Coeficiente parcial de seguridad γ_{cc}

6.6 DEFINICIÓN DE LOS COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD.

De acuerdo a lo visto en las tablas (6.14 a 6.19) y figuras (6.11 a 6.16), la variación del índice de fiabilidad depende de las variaciones del coeficiente parcial de seguridad y el espesor de fibra, por ello no podemos definir un único valor para el coeficiente parcial de seguridad. Por lo tanto, viendo estas variaciones se proponen dos valores para el coeficiente parcial de seguridad, según el espesor de capa de CFRP que se aplique. Las curvas espesor t (mm) vs Coeficiente parcial de seguridad representadas en las figuras anteriores, parten de un valor de espesor mínimo e inicialmente van creciendo de forma considerable hasta un cierto punto en el que la curva tiende a mantenerse más estable, ese punto de transición será el que delimite a los dos valores de coeficientes parciales de seguridad propuestos. Dichos coeficientes cubrirán los casos más desfavorables dentro el grupo de sistemas estructurales y tipología de pilas estudiados.

El espesor mínimo que cubre la situación más desfavorable en este caso es igual a 0,8 mm, esto puede variar según la geometría y cuantía de la pila (Eid y Paultre 2008, Seible et al. 1997), y el punto de transición considerado corresponde a un valor de espesor de fibra igual a 2 mm.

Por lo tanto, los coeficientes parciales de seguridad propuestos para minorar la resistencia del hormigón confinado, para un rango posible de soluciones dentro los sistemas estructurales y tipología de pilas estudiados son:

$$\gamma_{cc} = 1,15 \quad \text{para} \quad t_{\min} \leq t \leq 2 \text{ mm}$$

$$\gamma_{cc} = 1,30 \quad \text{para} \quad t > 2 \text{ mm}$$

Verificando los coeficientes parciales de seguridad propuestos anteriormente, mediante la aplicación de dichos coeficientes al diseño del refuerzo de las pilas de los puentes estudiados, se puede ver que los índices de fiabilidad obtenidos están según lo especificado en el apartado 6.5, como se muestra en la tabla 6.14.

Tabla 6.20 Verificación del índice de fiabilidad para los coeficientes parciales de seguridad propuesto, aplicado a los sistemas estructurales y tipología de pilas estudiados.

Sistema estructural y tipología de pila	t (mm)	μ_{XR}	μ_{Xs}	σ_{XR}	σ_{Xs}	β
Puente continuo, 3 vanos, Losa maciza con fuste único	0,8	17414,42	6807,51	2943,036	627,25	3,52
	2,0	17612,80	6807,51	2976,563	627,25	3,55
Puente continuo, 3 vanos, Losa maciza con fuste doble	0,8	8165,12	3343,03	1379,906	305,40	3,41
	2,0	8165,34	3343,03	1379,942	305,40	3,41
Puente continuo, 4 vanos, Losa aligerada, P-1 con fuste único	0,8	28393,79	9805,63	4798,551	889,10	3,81
	2,0	28943,25	9805,63	4891,41	889,10	3,85
Puente continuo, 4 vanos, Losa aligerada, P-1 con fuste doble	0,8	15236,40	4903,18	2574,952	442,91	3,95
	2,0	15451,69	4903,18	2611,335	442,91	3,98
Puente continuo, 4 vanos, Losa aligerada, P-2 con fuste único	0,8	21865,14	8460,04	3695,209	765,16	3,55
	2,0	22208,73	8460,04	3753,276	765,16	3,59
Puente continuo, 4 vanos, Losa aligerada, P-2 con fuste doble	0,8	10170,68	4309,03	1718,845	389,00	3,33
	2,0	11159,93	4309,03	1886,028	389,00	3,56

6.7. COMPARACIÓN CON OTRAS NORMATIVAS.

Dentro el ámbito del refuerzo de elementos estructurales mediante materiales compuestos, como guía y recomendaciones de diseño, entre los estudiados en el capítulo 2 tenemos: Las recomendaciones de la ACI 440.2R-08, la FIB 2001 bulletin 14 y la guía CNR-DT 200/2004.

Estas guías de diseño, en general, además de aplicar un factor de reducción por el tipo de ambiente al cual estará expuesto el refuerzo, todas ellas aplican un factor de reducción debido a la incertidumbre en las propiedades del refuerzo aplicado a la tensión de la fibra, mientras que, lo que se propone en esta tesis es, definir unos coeficientes parciales de seguridad aplicados a la resistencia del hormigón confinado.

La guía de diseño de la ACI 440.2R-08, establece que los sistemas de refuerzo con FRP pueden ser diseñados de acuerdo con la ACI 318-05, lo que resulta, el uso de factores de reducción global para la resistencia. Por ello, siguiendo los criterios de factores parciales de seguridad que aminoren la resistencia de los materiales, se realizará una comparación de los criterios de diseño y coeficientes de seguridad propuestos en esta tesis, con los criterios de diseño y sus respectivos factores de seguridad recomendados en la FIB 2001 bulletin 14.

La comparación se realizará siguiendo la misma metodología y para los mismos sistemas estructurales y tipología de pilas de puentes estudiados en esta tesis. Para ello, se procederá de la siguiente manera:

Primero, la comparación con los coeficientes de seguridad propuestos por la FIB consistirá en, aplicar dichos coeficientes de la FIB al diseño del refuerzo con CFRP de las pilas de los puentes estudiados en esta tesis. En principio no se podrán comparar directamente entre coeficientes puesto que no tienen el mismo formato, lo que sí se obtendrán y podrán comparar, son los índices de fiabilidad al que se comportan las pilas en uno u otro caso.

Y en segundo lugar, conociendo los índices de fiabilidad en ambos casos de diseño (los propuestos en esta tesis y los propuestos por la FIB), se puede obtener un coeficiente parcial de seguridad de la FIB que sea equivalente al formato propuesto en esta tesis.

Así pues, los formatos que siguen cada recomendación de diseño se los puede expresar de la siguiente manera:

$$\text{Según la FIB 2001:} \quad f'_{cc,d} = \frac{f_{co}}{\gamma_c} + k \frac{f'_l}{\gamma_f} \quad (6.28)$$

$$\text{Según la metodología propuesta en esta tesis:} \quad f'_{cc,d} = \frac{f_{co} + k f'_l}{\gamma_{cc}} \quad (6.29)$$

Donde:

- $f'_{cc,d}$ Resistencia de diseño del hormigón confinado.
- f_{co} Resistencia característica del hormigón no confinado.
- γ_c Coeficiente parcial de seguridad del hormigón no confinado.
- k Constante cuyo valor dependerá del modelo de confinamiento que se aplique.
- f'_l Presión de confinamiento lateral.
- γ_f Coeficiente parcial de seguridad del material FRP.
- γ_{cc} Coeficiente parcial de seguridad del hormigón confinado.

Para el análisis, tomamos los mismos valores del diseño de las pilas estudiadas, variando únicamente los coeficientes parciales de seguridad para uno y otro caso, como resultado de ello, según las expresiones 6.28 y 6.29 influirán en la resistencia del hormigón confinado.

Los resultados obtenidos aplicando los coeficientes parciales de seguridad propuestos en esta tesis, se presentaron en la tabla 6.14. A continuación se muestran los resultados obtenidos de la aplicación de los factores de seguridad propuestos por la FIB 2001.

Puente 3 vanos, losa maciza con fuste único.

Curva interacción Momento-Axil

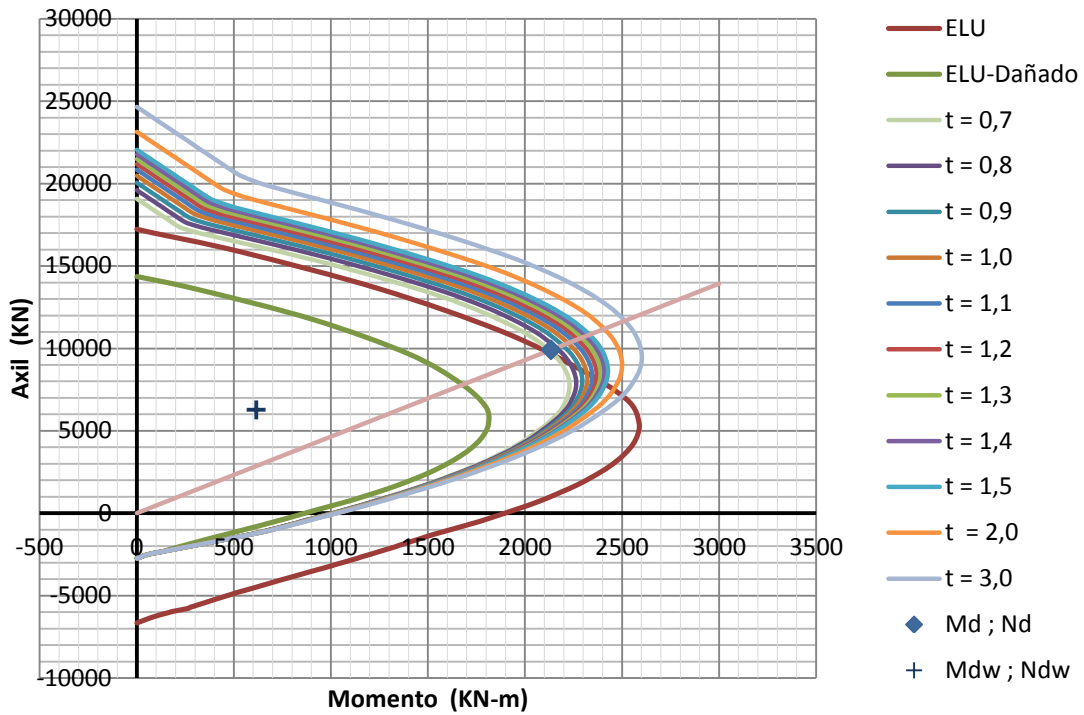


Fig. 6.17 Curvas de interacción M-N para diferentes espesores de FRP, con γ_f según FIB 2001 (Puente 3 vanos, losa maciza con fuste único)

Tabla 6.21 Índice de fiabilidad para diferentes espesores de FRP, con γ_f según FIB 2001 (Puente 3 vanos, losa maciza con fuste único)

	μ_X	σ_X	λ	COV_X
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitación	6807,51	627,25		0,09

t (mm)	μ_{XR}	μ_{Xs}	σ_{XR}	σ_{Xs}	β
0,7	13964,06	6807,51	2359,926	627,25	2,93
0,8	14197,26	6807,51	2399,337	627,25	2,98
0,9	14409,86	6807,51	2435,266	627,25	3,02
1,0	14599,42	6807,51	2467,302	627,25	3,06
1,1	14770,09	6807,51	2496,146	627,25	3,09
1,2	14920,09	6807,51	2521,494	627,25	3,12
1,3	15067,17	6807,51	2546,352	627,25	3,15
1,4	15198,25	6807,51	2568,504	627,25	3,17
1,5	15318,39	6807,51	2588,808	627,25	3,20
2,0	15819,83	6807,51	2673,551	627,25	3,28
3,0	16519,22	6807,51	2791,747	627,25	3,39

Puente 3 vanos, losa maciza con fuste doble.

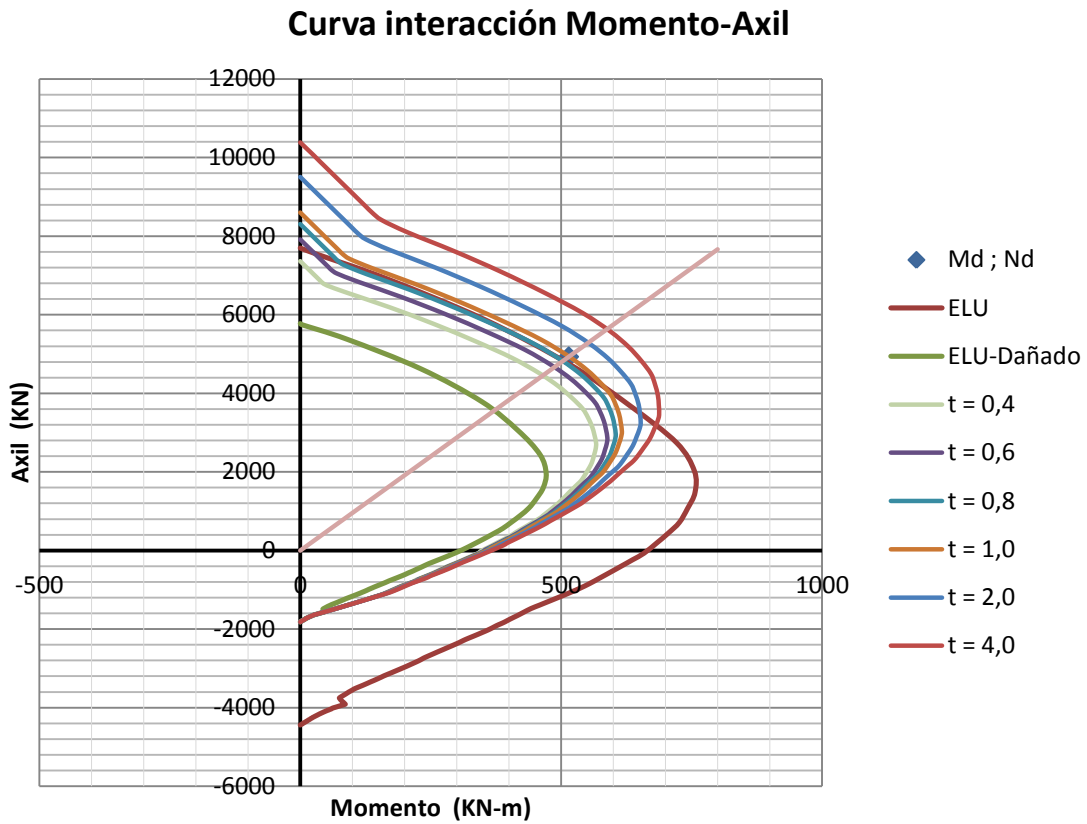


Fig. 6.18 Curvas de interacción M-N para diferentes espesores de FRP, con γ_f según FIB 2001 (Puente 3 vanos, losa maciza con dos fustes)

Tabla 6.22 Índice de fiabilidad para diferentes espesores de FRP, con γ_f según FIB 2001 (Puente 3 vanos, losa maciza con dos fustes)

	μ_X	σ_X	λ	COV_X
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitud	3343,03	305,40		0,09

t (mm)	μ_{XR}	μ_{Xs}	σ_{XR}	σ_{Xs}	β
0,4	6192,65	3343,03	1046,558	305,40	2,61
0,6	6492,72	3343,03	1097,27	305,40	2,77
0,8	6704,20	3343,03	1133,01	305,40	2,86
1,0	6867,29	3343,03	1160,572	305,40	2,94
2	7357,82	3343,03	1243,471	305,40	3,14
4,0	7839,87	3343,03	1324,939	305,40	3,31

Puente 4 vanos, losa aligerada, P-1 con fuste único.

Curva interacción Momento-Axil

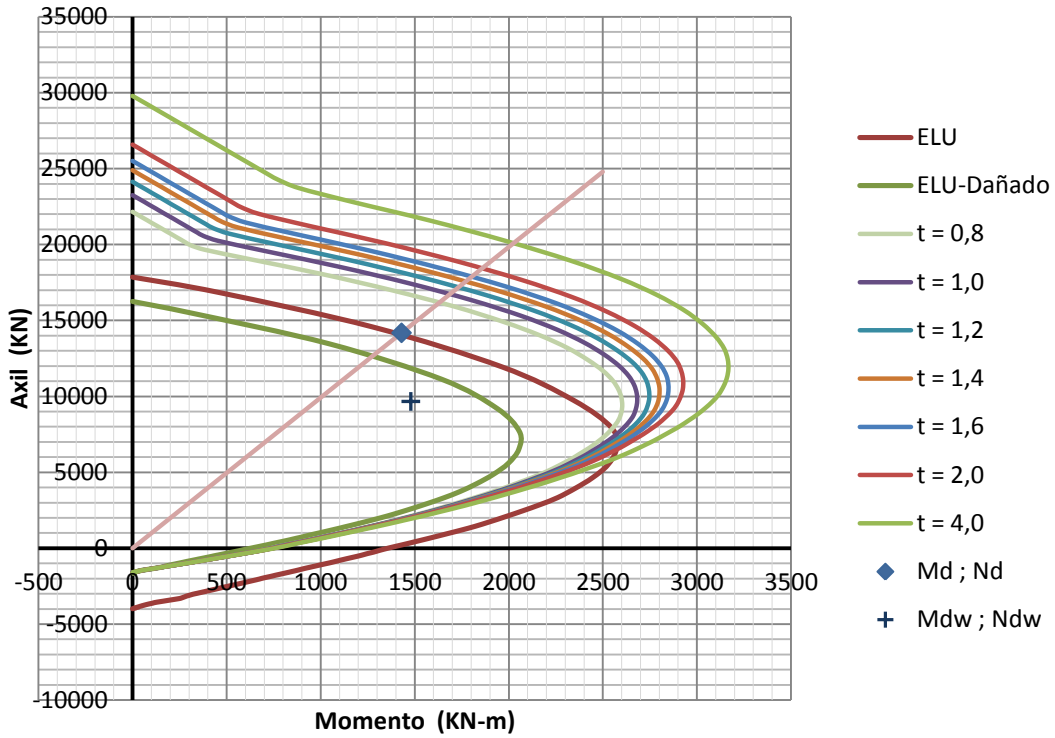


Fig. 6.19 Curvas de interacción M-N para diferentes espesores de FRP, con γ_f según FIB 2001 (Puente 4 vanos, losa aligerada, P-1 con fuste único)

Tabla 6.23 Índice de fiabilidad para diferentes espesores de FRP, con γ_f según FIB 2001 (Puente 4 vanos, losa aligerada, P-1 con fuste único)

	μ_X	σ_X	λ	COV_X
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitud	9805,63	889,10		0,09

t (mm)	μ_{XR}	μ_{Xs}	σ_{XR}	σ_{Xs}	β
0,8	22497,24	9805,63	3802,034	889,10	3,25
1,0	23256,58	9805,63	3930,362	889,10	3,34
1,2	23883,77	9805,63	4036,357	889,10	3,41
1,4	24408,38	9805,63	4125,017	889,10	3,46
1,6	24862,09	9805,63	4201,693	889,10	3,51
2,0	25618,00	9805,63	4329,442	889,10	3,58
4,0	27930,13	9805,63	4720,191	889,10	3,77

Puente 4 vanos, losa aligerada, P-1 con fuste doble.

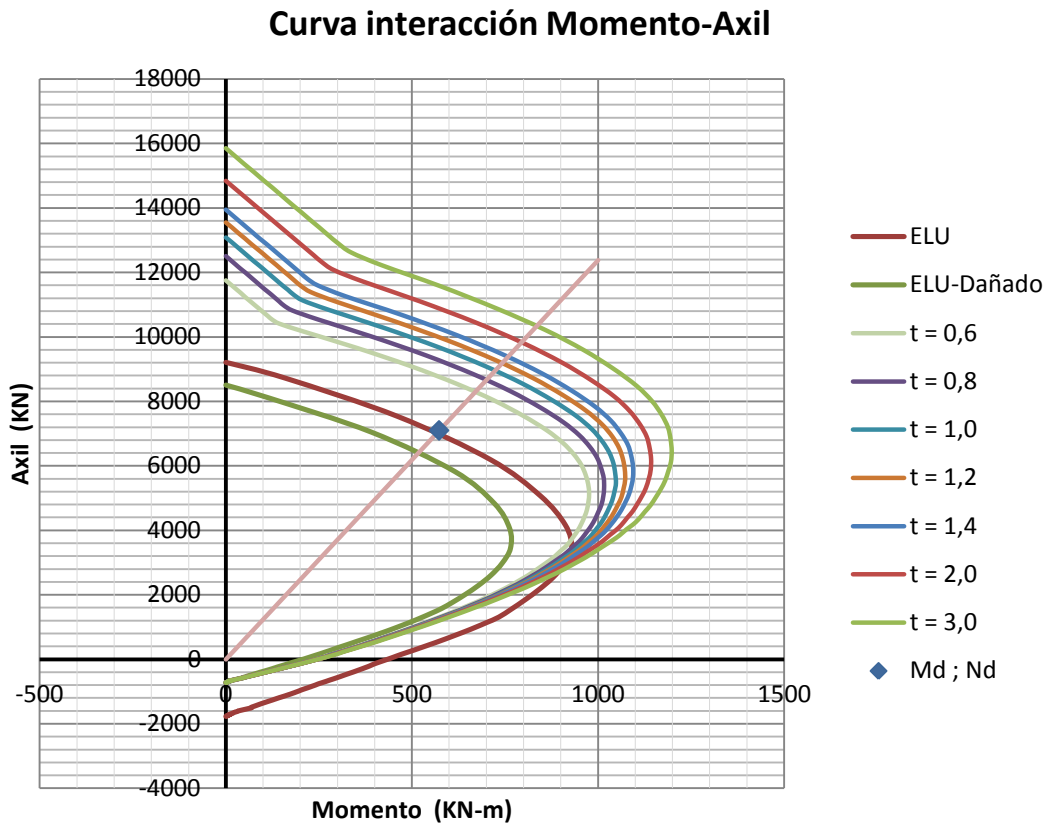


Fig. 6.20 Curvas de interacción M-N para diferentes espesores de FRP, con γ_f según FIB (2001)
(Puente 4 vanos, losa aligerada, P-1 con dos fustes)

Tabla 6.24 Índice de fiabilidad para diferentes espesores de FRP, con γ_f según FIB 2001
(Puente 4 vanos, losa aligerada, P-1 con dos fustes)

	μ_X	σ_X	λ	COV_X
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitud	4903,18	442,91		0,09

t (mm)	μ_{XR}	μ_{Xs}	σ_{XR}	σ_{Xs}	β
0,6	11507,40	4903,18	1944,75	442,91	3,31
0,8	12024,68	4903,18	2032,171	442,91	3,42
1,0	12424,81	4903,18	2099,793	442,91	3,50
1,2	12750,47	4903,18	2154,829	442,91	3,57
1,4	13026,00	4903,18	2201,394	442,91	3,62
2,0	13652,65	4903,18	2307,297	442,91	3,72
3,0	14347,86	4903,18	2424,789	442,91	3,83

Puente 4 vanos, losa aligerada, P-2 con fuste único.

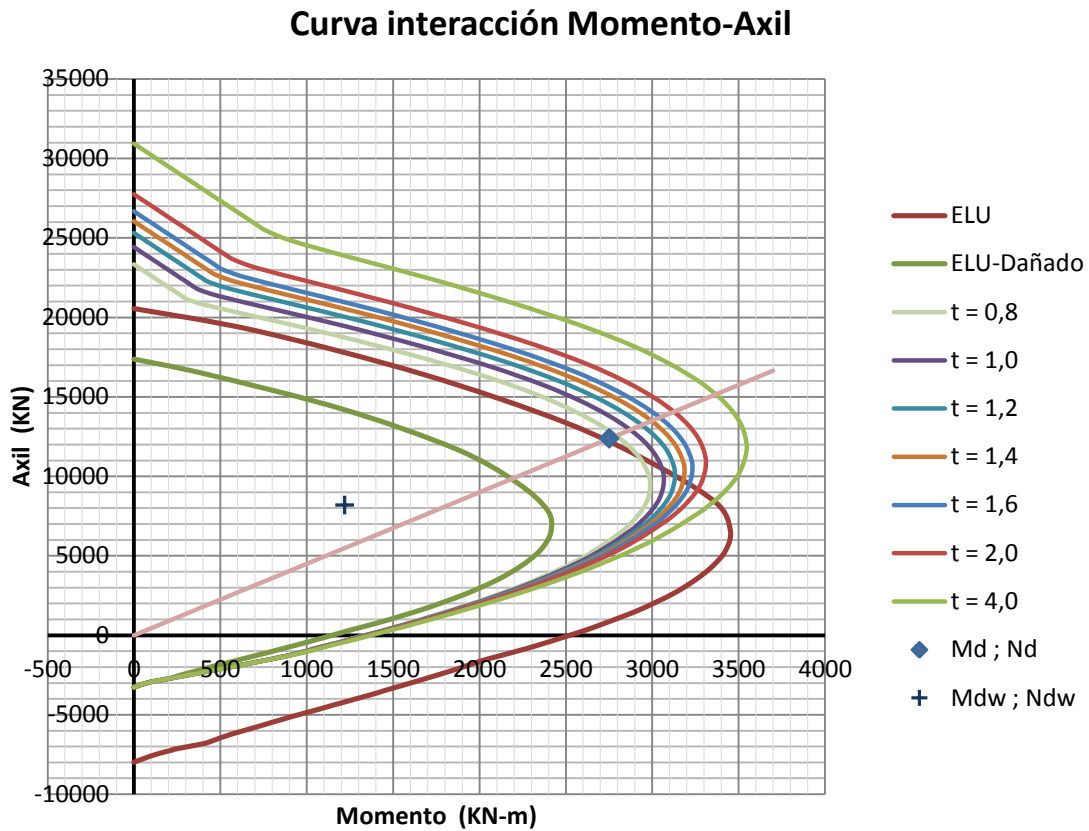


Fig. 6.21 Curvas de interacción M-N para diferentes espesores de FRP, con γ_f según FIB (2001)
(Puente 4 vanos, losa aligerada, P-2 con fuste único)

Tabla 6.25 Índice de fiabilidad para diferentes espesores de FRP, con γ_f según FIB 2001
(Puente 4 vanos, losa aligerada, P-2 con fuste único)

	μ_X	σ_X	λ	COV_X
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitación	8460,04	765,16		0,09

t (mm)	μ_{XR}	μ_{Xs}	σ_{XR}	σ_{Xs}	β
0,8	17806,16	8460,04	3009,242	765,16	3,01
1,0	18331,20	8460,04	3097,973	765,16	3,09
1,2	18756,36	8460,04	3169,826	765,16	3,16
1,4	19120,69	8460,04	3231,397	765,16	3,21
1,6	19426,46	8460,04	3283,072	765,16	3,25
2,0	19936,72	8460,04	3369,306	765,16	3,32
4,0	21489,17	8460,04	3631,669	765,16	3,51

Puente 4 vanos, losa aligerada, P-2 con fuste doble.

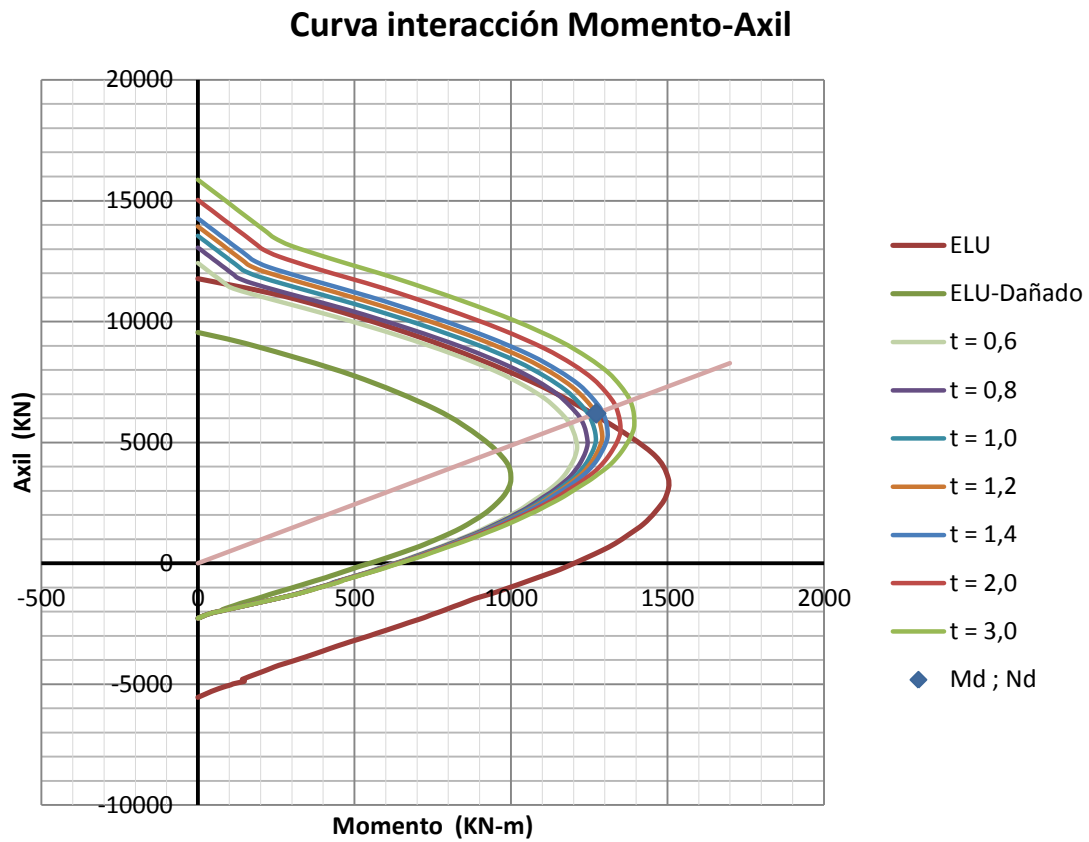


Fig. 6.22 Curvas de interacción M-N para diferentes espesores de FRP, con γ_f según FIB (2001)
(Puente 4 vanos, losa aligerada, P-2 con dos fustes)

Tabla 6.26 Índice de fiabilidad para diferentes espesores de FRP, con γ_f según FIB 2001
(Puente 4 vanos, losa aligerada, P-2 dos fustes)

	μ_X	σ_X	λ	COV_X
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitud	4309,03	389,00		0,09

t (mm)	μ_{XR}	μ_{Xs}	σ_{XR}	σ_{Xs}	β
0,6	8173,18	4309,03	1381,268	389,00	2,69
0,8	8420,40	4309,03	1423,048	389,00	2,79
1,0	8605,20	4309,03	1454,279	389,00	2,85
1,2	8756,72	4309,03	1479,885	389,00	2,91
1,4	8887,03	4309,03	1501,909	389,00	2,95
2,0	9179,96	4309,03	1551,413	389,00	3,05
3,0	9503,40	4309,03	1606,075	389,00	3,14

Como se puede ver en las tablas y figuras anteriores, aplicando el coeficiente parcial de seguridad propuesto por la FIB 2001 bulletin 14, obtenemos índices de fiabilidad que oscilan en un rango comprendido entre 2,61 y 3,83 en función del espesor de refuerzo.

Tabla 6.27 Tabla comparativa del índice de fiabilidad para los coeficientes parciales de seguridad propuesto en esta tesis y los propuestos en la guía de la FIB 2001 bulletin 14.

Sistema estructural y tipología de pila	t (mm)	μ_{XR}	μ_{Xs}	σ_{XR}	σ_{Xs}	β	β_{FIB}
Puente continuo, 3 vanos, Losa maciza con fuste único	0,8	17414,42	6807,51	2943,036	627,25	3,52	2,98
	2,0	17612,80	6807,51	2976,563	627,25	3,55	3,28
Puente continuo, 3 vanos, Losa maciza con fuste doble	0,8	8165,12	3343,03	1379,906	305,40	3,41	2,86
	2,0	8165,34	3343,03	1379,942	305,40	3,41	3,14
Puente continuo, 4 vanos, Losa aligerada, P-1 con fuste único	0,8	28393,79	9805,63	4798,551	889,10	3,81	3,25
	2,0	28943,25	9805,63	4891,41	889,10	3,85	3,58
Puente continuo, 4 vanos, Losa aligerada, P-1 con fuste doble	0,8	15236,40	4903,18	2574,952	442,91	3,95	3,42
	2,0	15451,69	4903,18	2611,335	442,91	3,98	3,72
Puente continuo, 4 vanos, Losa aligerada, P-2 con fuste único	0,8	21865,14	8460,04	3695,209	765,16	3,55	3,01
	2,0	22208,73	8460,04	3753,276	765,16	3,59	3,32
Puente continuo, 4 vanos, Losa aligerada, P-2 con fuste doble	0,8	10170,68	4309,03	1718,845	389,00	3,33	2,79
	2,0	11159,93	4309,03	1886,028	389,00	3,56	3,05

Comparando los índices de fiabilidad obtenidos en el proceso de calibración de esta tesis, con los obtenidos según la FIB 2001 bulletin 14 (anexo D), podemos ver que el formato del coeficiente parcial de la FIB 2001 bulletin 14 ($\gamma_f = 1,35$) aplicado directamente a la tensión de la fibra de FRP, equivale a un coeficiente parcial de seguridad aplicado a la resistencia del hormigón confinado del orden de $\gamma_{cc} = 1,48$.

A la vista de estos resultados, podemos concluir que el coeficiente de seguridad propuesto en esta tesis, calibrado para obtener un índice de fiabilidad de 3,5 es menor al que propone la guía de la FIB 2001 bulletin 14, lo cual nos indica que los diseños realizados con dicha guía resultan sobreconservadores y por tanto no óptimos desde un punto de vista económico.

7. CONCLUSIONES

La presente tesis doctoral, comprende el estudio de la caracterización estadística de los modelos de confinamiento y una propuesta de coeficientes parciales de seguridad para el refuerzo de pilas de puentes de hormigón mediante materiales compuestos (CFRP), según un proceso de calibración basado en la teoría de la fiabilidad estructural. De acuerdo a antecedentes fundamentados en la literatura y estudios propios realizados a lo largo del presente trabajo, siguiendo los capítulos de los que se compone esta investigación, se han ido realizando diversas observaciones, discusiones y comentarios, y de acuerdo a los resultados obtenidos progresivamente se ha llegado a las siguientes conclusiones que se describirán a continuación.

En base a los objetivos específicos planteados para este estudio, las conclusiones a las que se han llegado son las siguientes:

- La aplicación de laminados compuestos CFRP en el refuerzo de pilas de puentes, a pesar de las limitaciones descritas actualmente, viene a ser una auténtica alternativa al sistema de refuerzo convencional, tanto por sus mejores prestaciones mecánicas específicas, como los ahorros que pueden representar en el proceso total de refuerzo, gracias a la ligereza que presentan los materiales compuestos, facilitando su transporte, manejo y puesta en obra, empleando medios auxiliares ligeros durante cortos periodos de tiempo.

- La literatura con la que se cuenta actualmente respecto a los modelos teóricos de confinamiento de elementos de hormigón reforzados con CFRP, es bastante variada. Sin embargo, estos modelos pueden ser clasificados principalmente en dos clases: modelos orientados para el diseño y modelos orientados para el análisis. Los modelos orientados para el diseño son generalmente definidos usando expresiones de forma explícita, pudiendo obtener directamente las tensiones y deformaciones últimas para el empleo en el diseño práctico. Por el contrario, los modelos orientados para el análisis generalmente predicen curvas de tensión-deformación mediante procedimientos iterativo-incremental, lo cual, representa una mayor atención para su empleo.

- En el momento de elaborar una base de datos, hay que tener en cuenta las características de la procedencia de los datos, puesto que puede existir una cierta heterogeneidad entre ellos. Por ejemplo, algunos autores ingresan valores nominales de resistencia de los materiales, proporcionados por los fabricantes, mientras que otros hacen ensayos propios; la misma consideración hay que hacer con los datos de salida que en algunos casos están hallados por medición directa y en otros están calculados (resistencias y deformaciones). Otra consideración a tener en cuenta es el uso de diferentes equipos de medida y diferentes metodologías de ensayo. Todos estos aspectos sin duda pueden influir en los resultados, por tanto, en la caracterización estadística; y se han tenido muy en cuenta en la elaboración de la base de datos

- Aplicando los modelos teóricos de predicción a la base de datos, se ha realizado una comparación de valores obtenidos mediante la predicción del modelo respecto a los valores experimentales, obteniendo que el modelo que representa un mejor ajuste frente a los valores experimentales es el modelo de Teng et al. 2009. Para el mismo se ha realizado una caracterización estadística de la incertidumbre del modelo, pudiéndose concluir que responde a una distribución de probabilidad tipo Normal.

- Tras un procedimiento mediante simulación numérica considerando para ello cuatro parámetros como variables aleatorias (resistencia a compresión del hormigón confinado, deformación última del hormigón confinado, límite elástico del acero pasivo, deformación última del acero pasivo), se puede concluir que la variabilidad en la resistencia de los pilares reforzados con fibra es prácticamente igual a la variabilidad de la resistencia del hormigón confinado. El valor que se ha obtenido para el coeficiente de variación de dicha resistencia es 17 %.

- Después del proceso de calibración, analizando la variabilidad de los coeficientes parciales de seguridad y espesores de fibra con respecto al índice de fiabilidad objetivo, los coeficientes parciales de seguridad que se proponen son:

$$\begin{aligned}\gamma_{cc} &= 1,15 \quad \text{para } t_{\min} \leq t \leq 2 \text{ mm} \\ \gamma_{cc} &= 1,30 \quad \text{para } t > 2 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Al realizar una verificación y comparación con los valores de los coeficientes de seguridad propuestos por la FIB 2001 bulletin 14, se puede ver que dichos coeficientes están muy del lado de la seguridad.

- Por último, se puede concluir que al margen de haber propuesto unos determinados coeficientes parciales de seguridad, para un determinado modelo de confinamiento, para un cierto rango de sistemas estructurales y tipologías de pilas, para unas ciertas variables aleatorias, en fin, para determinados campos de aplicación, cabe resaltar la importancia que tiene en sí mismo, el procedimiento establecido, un procedimiento que en adelante puede ser aplicable a otros modelos de confinamiento, otros sistemas estructurales, otras tipologías de pilas, etc.

8. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

A pesar del constante avance en la investigación y mejora de estos materiales compuestos, aún presenta muchas carencias en la aplicación como refuerzo en estructuras de hormigón, según lo dicho, las líneas de investigación que se podría seguir son varias. Sin embargo, de acuerdo a lo estudiado en la presente tesis, las necesidades de estudio más emergentes desde el punto de vista de la aplicabilidad a los estudios realizados serían los siguientes:

- Como material, es posible conocer prácticamente todas sus propiedades mecánicas, químicas, etc. pero aplicado como refuerzo y trabajando conjuntamente con el hormigón, el comportamiento cambia de forma determinante. Para ello, es preciso realizar y tener una mayor población de datos experimentales y lo más próximo a elementos estructurales reales, lo que daría lugar a la formulación de modelos teóricos de comportamiento del hormigón confinado que predigan valores más próximos a los reales.

- Toda obra de construcción requieren de complicadas operaciones técnicas que, desde la ejecución hasta el uso de la estructura, conllevan diversas incertidumbres. Algunas pueden ser más relevantes que otras en función de la naturaleza de las estructuras, de las condiciones ambientales y de las acciones aplicadas. Si bien muchas de ellas, pueden ya tenerse caracterizadas, en el caso de puentes entre las variables fundamentales en el que se requiere seguir investigando son la sobrecarga de tráfico y también el comportamiento frente a deformaciones impuestas, que varían dependiendo de múltiples factores y que aún queda mucho por profundizar en la caracterización de estas variables.

- Considerando que en las tipologías de pilas de puentes, no siempre se tienen solamente secciones circulares, un tema de investigación sería realizar una calibración aplicado a pilares rectangulares.

- En la presente tesis se realizó la calibración para el refuerzo de pilas de puentes con polímeros reforzados con fibras de carbono (CFRP), pero también dentro los materiales compuestos más utilizados en el refuerzo estructural, tenemos los polímeros reforzados con fibras de vidrio y aramida (GFRP y AFRP respectivamente), los cuales, también requieren un estudio de calibración, pudiendo aplicarse la misma metodología.

- La aplicación a otras tipologías de pilas correspondientes a puentes de mayor luz, puesto que el alcance de este estudio comprende puentes de luces pequeñas y medianas con tablero de hormigón armado o pretensado y con alturas de pila menores a 10 m.

9. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI Committee 440 (2008): "ACI 440.2R-08 Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures". American Concrete Institute.

ACI Committee 440 (2002): "ACI 440.2R-02 Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures". American Concrete Institute.

Aire, C. (2002): "Estudio experimental del comportamiento del hormigón confinado sometido a compresión". Tesis Doctoral, ETSECCPB-UPC. Barcelona.

Aire, C.; Gettu, R.; Casas, J. R.; Marques, S. y Marques, D. (2010): "Estudio experimental y modelo teórico del hormigón confinado lateralmente con polímeros reforzados con fibras (FRP)". *Materiales de Construcción*, vol. 60, nº 297, pp. 1-13.

Alarcón, A. (2002): "Estudio teórico-experimental sobre la reparación y refuerzo de puentes de dovelas con fibras de carbono". Tesis Doctoral, ETSECCPB-UPC. Barcelona.

Al-Salloum, Yousef A. (2006). "Influence of edge sharpness on the strength of square concrete columns confined with FRP composite laminates". *Composites Part B: Engineering*, vol. 38, nº 5-6, pp. 640-650.

Al-Tersawy, S. H.; Al-Hefnawy, A. A. y Hodhod, O. A. (2006): "Influence of Variations in CFRP Tensile Strength on Strength of Concrete Confined by CFRP Wrapping". *International Conference on Bridge Management Systems*, Cairo, Egypt.

Al-Tersawy, S. H. (2006): "Reliability of Reinforced Concrete Circular and Rectangular Short Columns Strengthened with CFRP Laminates under Concentric and Eccentric Loads". Doctoral Thesis, Faculty of Engineering, Cairo University, Giza, Egypt.

Al-Tersawy, S.; Hodhod, O. y Hefnawy, A. (2007): "Reliability and code calibration of RC short columns confined with CFRP wraps". FRPRCS-8, University of Patras, Patras, Grecia.

Anitori G. (2010): "Reliability and redundancy of bridge systems under lateral loads". Tesis de Máster, ETSECCPB-UPC. Barcelona

Berthet, J.F.; Ferrier, E. and Hamelin, P. (2005): "Compressive behavior of concrete externally confined by composite jackets. Part A: experimental study". Construction and Building Materials, vol. 19, nº 3, pp. 223-232.

Berthet, J.F.; Ferrier, E. and Hamelin, P. (2006): "Compressive behavior of concrete externally confined by composite jackets: Part B: modeling". Construction and Building Materials, vol. 20, nº 5, pp. 338-347.

Binici, Baris (2005): "An analytical model for stress-strain behavior of confined concrete". Engineering Structures, vol. 27, nº 7, pp. 1040-1051.

Caltrans (2010): "Seismic Design Criteria v1.6". California Department of Transportation, California.

Campione, G. y Miraglia, N. (2003): "Strength and strain capacities of concrete compression members reinforced with FRP". Cement and Concrete Composites, vol. 25, nº 1, pp. 31-41.

CAN/CSA S806-12 (2012): "Design and Construction of Building Components with Fibre-reinforced Polymers". Canadian Standards Association, National Standard of Canada.

CNR-DT 200 (2004): "Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures". Advisory Committee on Technical Recommendations for Construction, National Research Council, Roma.

Chaallal, Omar y Shahawy, Mohsen (2000): "Performance of Fiber-Reinforced Polymer-Wrapped Reinforced Concrete Column under Combined Axial-Flexural Loading". ACI Structural Journal, vol. 97, nº 4, pp. 659-668.

Chambi, J. L. (2010): "Caracterización estadística de los modelos de confinamiento del hormigón comprimido mediante materiales compuestos". Tesis de Máster, ETSECCPB-UPC. Barcelona.

Demers, M. y Neale, K. W. (1999): "Confinement of reinforced concrete columns with fibre reinforced composite sheets an experimental study". *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 26, pp. 226-241.

ECCS-2005: "Egyptian Code for Design and Construction of Fiber Reinforced Polymers". Egipto.

EHE-08 (2008): "Instrucción de hormigón estructural". Ministerio de Fomento, Madrid.

Eid, R. y Paultre, P.; (2008): "Analytical model for FRP-Confined circular reinforced concrete columns". *ASCE Journal of Composites for Construction*, vol. 12, nº 5, pp. 541-552.

Eid, R.; Roy, N. y Paultre, P. (2009): "Normal- and high-strength concrete circular elements wrapped with FRP composites". *ASCE Journal of Composites for Construction*, vol. 13, nº 2, pp. 113-124.

Fam, A. Z. y Rizkalla, S. H. (2001): "Confinement model for axially loaded concrete confined by circular fiber-reinforced polymer tubes". *ACI Structural Journal*, vol. 98, nº 4, pp. 451-461.

Fardis, M. y Khalili, H. (1982): "FRP-encased concrete as a structural material". *Magazine of Concrete Research*, vol. 34, nº 121, pp. 191 –202.

FIB Bulletin 14 (2001): "Externally bonded FRP reinforcement for RC structures". Task Group 9.3 FRP Reinforcement for Concrete Structures, *Fédération Internationale du Béton*, Lausanne.

FReET v. 1.4 (2006): "Feasible Reliability Engineering Tool". Cervenka Consulting Ltd, Czech Republic.

Gómez, M. S. y Alarcón, E. (1992): "Introducción a la fiabilidad estructural y algunas aplicaciones". Monografía 408. Insitituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, Madrid.

Harajli, Mohamed H. (2006). "Axial stress-strain relationship for FRP confined circular and rectangular concrete columns". *Cement and Concrete Composites*, vol. 28, nº 10, pp. 938-948.

Harries, Kent A. y Kharel, Gayatri (2002): "Behavior and Modeling of Concrete Subject to Variable Confining Pressure". *ACI Materials Journal*, vol. 99, nº 2, pp. 180-189.

Harries, Kent A. y Carey, Shawn A. (2003): "Shape and "gap" effects on the behavior of variably confined concrete". *Cement and Concrete Research*, vol. 33, nº 6, pp. 881-890.

Helton, J.C. y Davis, F.J. (2002): "Latin Hypercube sampling and the propagation of uncertainty in analyses of complex systems", Sandia report SAND2001-0417, Albuquerque, New Mexico 87185 and Livermore, California 94550.

Hull, Derek (1987): "Materiales compuestos". Editorial Reverte, S. A. Barcelona.

IAP-11 (2011): "Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera". Ministerio de Fomento, Madrid.

Jiang, T. y Teng, J. G. (2007): "Analysis-oriented models for FRP-confined concrete" *Engineering Structures*, vol. 29, nº 11, pp. 2968–2986.

Jiménez Montoya, P. (2009): "Hormigón Armado". 15ª ed. basada en la EHE-2008, ajustada al Código Modelo y al Eurocódigo EC-2, Editorial Gustavo Gili, SL. Barcelona.

Jurado, S. (2011): "Influencia del refuerzo con FRP de pilas de puente en la redundancia frente a acciones horizontales". Tesina de Especialidad, ETSECCPB-UPC. Barcelona

Karbhari, V. y Gao, Y. (1997): "Composite jacketed concrete under uniaxial compression-verification of simple design equations". *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 9, nº 4, pp. 185-193.

Katsumata H., Kobarake Y. y Takeda T., (1987): "A study on the strengthening with carbon fiber for earthquake-resistance capacity of existing reinforced concrete structures". National Science Foundation, The 22nd. Joint UJNR Panel Meeting, Arlington, Virginia.

Lam, L. y Teng, J. G. (2003): "Design-oriented stress-strain model for FRP-confined concrete". *Construction and Building Material*, vol. 17, nº 6–7, pp. 471–489.

Lam, L. y Teng, J. G. (2003): "Design-Oriented Stress-Strain Model for FRP-Confined Concrete in Rectangular Columns". *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, vol. 22, nº 13, pp. 1149-1186.

Larsson, F. (1988): "The effect of ultraviolet light on mechanical properties of Kevlar 49 composites", *Environmental effects on composite materials*. G. Springer, cd., Technomic Publishing Co., pp. 132-35.

Mander, J. B.; Priestley, M. J. N. y Park, R. (1984): "Seismic design of bridge piers". Research report N° 84-2, Univ. of Canterbury, New Zealand.

Mander, J. B.; Priestley, M. J. N. y Park, R. (1988): "Theoretical stress-strain model for confined concrete". *ASCE Journal of Structural Engineering*, vol. 114, nº 8, pp. 1804-1826.

Manterola, Javier (2006): “*Puentes: apuntes para su diseño, cálculo y construcción*” Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Madrid.

Matthys, S.; Toutanji, H.; Audenaert, K. y Taerwe, L. (2005): “Axial Load Behavior of Large-Scale Columns Confined with Fiber-Reinforced Polymer Composites”. *ACI Structural Journal*, vol. 102, n° 2, pp. 258-267.

Mirmiran A. y Shahawy M. (1997): "Behavior of concrete columns confined by fiber composites". *ASCE Journal of Structural Engineering*, vol. 123, n° 5, pp 583-590.

Mirmiran, A.; Shahawy, M.; Samann, M.; Echary, H.E.; Mastrapa, J.C. y Pico, O. (1998): “Effect of column parameters on FRP-confined concrete”. *ASCE Journal of Composites for Construction*, vol. 2, n° 4, pp. 175-185.

Miyauchi, K.; Inoue, S.; Kuroda, T. y Kobayashi, A. (1999): “Strengthening Effects of Concrete Column with Carbon Fiber Sheet.” *Transactions of the JCI*, vol. 21, pp. 143-150.

Monaghan, M.R.; Brinson, L.C.; Bradshaw, R.D. (1994): “Analysis of variable stress history on polymeric composite materials with physical aging” *Composites Engineering*, vol. 4, n° 10, pp. 1023-1032.

Nowak, Andrzej S. y Collins, Kevin R. (2000): “Reliability of Structures”. McGraw-Hill. New York.

Pessiki, S.; Harries, K.A.; Kestner, J.T.; Sause, R. and Ricles, J.M. (2001): “Axial behavior of reinforced concrete columns confined with FRP jackets”. *ASCE Journal of Composites for Construction*, vol. 5, n° 4, pp. 237-245.

Pilakoutas, K. y Mortazavi, A. A. (1997): “Ductility through external confinement of RC members with FRP.” *Non-metallic (FRP) reinforcement for concrete structures*, Japan Concrete Institute, Tokyo, 1, 225–232.

Popovics, Sandor (1973): “A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete”. *Cement and Concrete Research*, vol. 3, n° 5, pp. 583-599.

Priestley M. J. N.; Seible F. y Fyfe E., (1992), "Column seismic retrofit using fiberglass/epoxy jackets", *Proc. 1st. Int. Conf. on Advanced Composites Materials in Bridges and Structures*, CSCE, Sherbrooke, Quebec, Canada, pp 287-298.

Recuero, A.; Gutiérrez, J. P.; Miravete, A. y Cuartero, J. (1997): “Refuerzo de estructuras con composites avanzados” *CSIC Informes de la Construcción*, Vol. 49, n° 452, pp. 39-50.

Richart, F. E.; Brandtzaeg, A. y Brown, R. L. (1928): “A study of the failure of concrete under combined compressive stresses”. Bulletin 185, Univ. of Illinois Engineering Experimental Station, Champaign, III.

Rochette, P. y Labossiere, P. (2000): “Axial testing of rectangular column models confined with composites”. ASCE Journal of Composites for Construction, vol. 4, n° 3, pp. 129 –136.

Rodríguez Montes, Julián (2006): “Procesos industriales para materiales no metálicos”. 2ª ed. Vision Net, Madrid.

Saadatmanesh, H.; Ehsani, M. y Li, M. (1994): “Strength and ductility of concrete columns externally reinforced with fiber composite straps”. ACI Structural Journal, vol. 91, n° 4, pp. 434-447.

Samaan, M.; Mirmiran, A. y Shahawy, M. (1998): “Model of concrete confined by fiber composites”. ASCE Journal of Structural Engineering, vol. 124, n° 9, pp. 1025 – 1031.

Schneider, Jörg (2006): “Introduction to safety and reliability of structures”. International Association for Bridge and Structural Engineering, Zürich.

Somenson, Héctor M. (2005): “Estudio y proyecto de puentes de hormigon armado”. Universidad Católica de La Plata, Argentina.

Spoelstra, M. R. y Monti, G. (1999): “FRP-Confined concrete model”. ASCE Journal of Composites for Construction, vol. 3, n° 3, pp. 143-150.

Teng, J. G. y Lam, L. (2004): “Behavior and modeling of fiber reinforced polymer-confined concrete”. ASCE Journal of Structural Engineering, vol. 130, n° 11, pp. 1713-1723.

Teng, J. G.; Huang, Y. L.; Lam, L.; y Ye, L. P. (2007): “Theoretical model for fiber-reinforced polymer-confined concrete”. ASCE Journal of Composites for Construction, vol. 11, n° 2, pp. 201-210.

Teng, J. G.; Jiang, T.; Lam, L.; and Luo, Y. Z. (2009): “Refinement of a Design-Oriented Stress–Strain Model for FRP-Confined Concrete”. ASCE Journal of Composites for Construction, vol. 13, n° 4, pp. 269-278.

Toutanji, Houssam A. (1999): “Stress-strain characteristics of concrete columns externally confined with advanced fiber composite sheets”. ACI Materials Journal, vol. 96, n° 3, pp. 397-404.

- UNE-EN 1337-3 (2005): “Apoyos estructurales. Parte 3: Apoyos elastoméricos”. AENOR, Madrid.
- Wang, L. (2007): “Effect of Corner Radius on the Performance of CFRP-Confined Square Concrete Columns”. Doctoral Thesis, City University of Hong Kong.
- Wang, Yung C. y Restrepo, Jose I. (2001): “Investigation of Concentrically Loaded Reinforced Concrete Columns Confined with Glass Fiber-Reinforced Polymer Jackets”. *ACI Structural Journal*, vol. 98, n° 3, pp. 377-385.
- William, K. J. y Warnke, E. P. (1975): “Constitutive model for the triaxial behavior of concrete”. *Proc., International Association for Bridge and Structural Engineering*, vol. 19, 1-30.
- Wu, G., Lü, Z.T. y Wu, Z.S. (2005): “Strength and ductility of concrete cylinders confined with FRP composites”. *Construction and Building Materials*, vol. 20, n° 3, pp. 134-148.
- Wu, Yu-Fei y Zhou, Ying-Wu (2010): “Unified strength model based on Hoek-Brown failure criterion for circular and square concrete columns confined by FRP”. *ASCE Journal of Material in Civil Engineering*, vol. 14, n° 2, pp. 175-184.
- Wu, G.; Wu, Z.S. y Lu, Z.T. (2007): “Design-oriented stress–strain model for concrete prisms confined with FRP composites”. *Construction and Building Material*, vol. 21, n° 5, pp. 1107-1121.
- Xiao, Y. y Wu, H. (2000): “Compressive behavior of concrete confined by carbon fiber composite jackets”. *ASCE Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 12, n° 2, pp. 139-146.
- XTRACT v. 3.0.8 (1997), Imbsen & Associates. Memphis, Estados Unidos.
- Youssef, M. (2003): “Stress-strain model developed for concrete confined by FRP composites”. *Advanced Materials and Composites News*, vol. 25, n° 8, pp. 5-6.
- Youssef, Marwan N.; Feng, Maria Q. y Mosallam, Ayman S. (2007): “Stress-strain model for concrete confined by FRP composites”. *Composites part B: Engineering*, vol. 38, n° 5-6, pp. 614-628.
- Zambrano, J. (2007): “Materiales compuestos FRP”. *Especialización en Estructuras*, UIS. Bucaramanga, Colombia.

10. ANEXOS

ANEXO: A

BASE DE DATOS DE ENSAYOS REALIZADOS PARA HORMIGÓN CONFINADO CON CFRP

En la base de datos recogido de varias investigaciones realizadas por diferentes autores, se ha incluido un total de 126 datos, publicados por 14 autores entre 1997 y 2009, todos ellos relativos a ensayos de probetas cilíndricas confinados con polímeros reforzados con fibras de carbono.

En cada ensayo se han especificado los siguientes datos:

- Autores: de los artículos en los que se han publicado los datos.
- Muestra: es la nomenclatura que han utilizado los autores para identificar a cada muestra.
- n : número de capas de la fibras de carbono aplicadas a las probetas.
- t : es el espesor total de las fibras. Si bien en algunos ensayos se reporta el número de capas, en muchos otros no, por tanto para evitar confusiones y para efectos de cálculo directamente se utilizará el espesor total de la capa de refuerzo.
- E_{FRP} : Modulo de elasticidad del FRP.
- D : Diámetro de la probeta ensayada.
- H : Altura de la probeta ensayada.
- f'_{co} : Resistencia última del hormigón sin confinar.
- ϵ_{co} : Deformación longitudinal última del hormigón sin confinar.
- ϵ_t : Deformación transversal última del hormigón sin confinar.
- f'_{cc} : Resistencia del hormigón confinado obtenido experimentalmente.
- $\epsilon_{cu,exp}$: Deformación última longitudinal del hormigón obtenido experimentalmente.
- ϵ_{cu} : Deformación transversal del hormigón obtenido experimentalmente en el cilindro confinado (Sólo en los ensayos de Aire 2002 se midió directamente este valor).
- $\epsilon_{h,rup}$: Deformación de rotura del FRP en la dirección de la camisa, obtenido del ensayo a tracción de la fibra afectado por un factor de eficiencia.

Tabla A.1 Base de datos de ensayos realizados para hormigón confinado con CFRP (secciones circulares)

Autor de los datos de ensayos	Muestra	Nº de capas	t espesor [mm]	E_{CFRP} (GPa)	Hormigón no confinado					Hormigón confinado			
					Diámetro D [mm]	Altura H[mm]	f'_{co} [MPa]	ϵ_{co} (%)	ϵ_t (%)	f'_{cc} [MPa]	$\epsilon_{cu,exp.}$ (%)	ϵ_{tcu} (%)	$\epsilon_{h,rup}$ (%)
Watanabe et al. (1997)	1	-	0,17	224,6	100	200	30,2	0,23	-	46,6	1,51	-	0,94
	2	-	0,5	224,6	100	200	30,2	0,23	-	87,2	3,11	-	0,82
	3	-	0,67	224,6	100	200	30,2	0,23	-	104,6	4,15	-	0,76
Toutanji (1999)	C1	2	0,22	230,5	76	305	30,93	0,19	0,18	95,02	2,45	-	1,25
	C5	2	0,33	372,8	76	305	30,93	0,19	0,18	94,01	1,55	-	0,55
Demers, M. and Neale, K.W. (1999)	D25-1	-	0,9	84	300	1200	24,2	0,18	-	33,4	0,67	-	0,35
	D25-2	-	0,9	84	300	1200	20,5	0,21	-	31,3	0,77	-	0,39
	D25-3	-	0,9	84	300	1200	26,8	0,2	-	37,1	0,7	-	0,34
	D25-4	-	0,9	84	300	1200	24	0,21	-	38,8	0,91	-	0,44
	D40-1	-	0,9	84	300	1200	43,1	0,26	-	51,1	0,54	-	0,55
	D40-2	-	0,9	84	300	1200	43,6	0,27	-	55,7	0,59	-	0,48
	D40-3	-	0,9	84	300	1200	41,8	0,25	-	52,1	0,49	-	0,41
	D40-4	-	0,9	84	300	1200	46,2	0,28	-	44,8	0,76	-	0,5
	U25-1	-	0,9	84	300	1200	24,2	0,18	-	32,2	0,38	-	0,37
	U25-2	-	0,9	84	300	1200	20,5	0,21	-	36,6	0,99	-	0,57
	U25-3	-	0,9	84	300	1200	26,8	0,2	-	35,8	0,66	-	0,43
	U25-4	-	0,9	84	300	1200	24	0,21	-	37	0,98	-	0,57
	U40-1	-	0,9	84	300	1200	43,1	0,26	-	50,1	0,55	-	0,61
	U40-2	-	0,9	84	300	1200	43,6	0,27	-	52,3	0,38	-	0,42
	U40-3	-	0,9	84	300	1200	41,8	0,25	-	54,8	0,42	-	0,63
	U40-4	-	0,9	84	300	1200	46,2	0,28	-	53,6	0,56	-	0,33

Matthys S.; et al. (1999)	10	-	0,12	200	150	300	34,9	0,21	-	44,3	0,85	-	1,15
	11	-	0,12	200	150	300	34,9	0,21	-	42,2	0,72	-	1,08
Rochette P, y Labossiere (2000)	C100-C2	-	0,6	82,7	100	200	42	0,2	-	73,5	1,6	-	0,89
		-	0,6	82,7	100	200	42	0,2	-	73,5	1,57	-	0,95
		-	0,6	82,7	100	200	42	0,2	-	67,6	1,35	-	0,8
Xiao, Y. and Wu, H. (2000)	24	-	0,38	105	152	305	33,7	0,2	-	47,9	1,2	-	0,84
	25	-	0,38	105	152	305	33,7	0,2	-	49,7	1,4	-	1,15
	26	-	0,38	105	152	305	33,7	0,2	-	49,4	1,24	-	0,87
	27	-	0,76	105	152	305	33,7	0,2	-	64,6	1,65	-	0,91
	28	-	0,76	105	152	305	33,7	0,2	-	75,2	2,25	-	1
	29	-	0,76	105	152	305	33,7	0,2	-	71,8	2,16	-	1
	30	-	1,14	105	152	305	33,7	0,2	-	82,9	2,45	-	0,82
	31	-	1,14	105	152	305	33,7	0,2	-	95,4	3,03	-	0,9
	32	-	0,38	105	152	305	43,8	0,2	-	54,8	0,98	-	0,81
	33	-	0,38	105	152	305	43,8	0,2	-	52,1	0,47	-	0,76
	34	-	0,38	105	152	305	43,8	0,2	-	48,7	0,37	-	0,28
	35	-	0,76	105	152	305	43,8	0,2	-	84	1,57	-	0,92
	36	-	0,76	105	152	305	43,8	0,2	-	79,2	1,37	-	1
	37	-	0,76	105	152	305	43,8	0,2	-	85	1,66	-	1,01
	38	-	1,14	105	152	305	43,8	0,2	-	96,5	1,74	-	0,79
	39	-	1,14	105	152	305	43,8	0,2	-	92,6	1,68	-	0,71
	40	-	1,14	105	152	305	43,8	0,2	-	94	1,75	-	0,84
	41	-	0,38	105	152	305	55,2	0,21938	-	57,9	0,69	-	0,7
	42	-	0,38	105	152	305	55,2	0,21938	-	62,9	0,48	-	0,62
43	-	0,38	105	152	305	55,2	0,21938	-	58,1	0,49	-	0,19	

	44	-	0,76	105	152	305	55,2	0,21938	-	74,6	1,21	-	0,74
	45	-	0,76	105	152	305	55,2	0,21938	-	77,6	0,81	-	0,83
	46	-	1,14	105	152	305	55,2	0,21938	-	106,5	1,43	-	0,76
	47	-	1,14	105	152	305	55,2	0,21938	-	108	1,45	-	0,85
	48	-	1,14	105	152	305	55,2	0,21938	-	103,3	1,18	-	0,7
Dias da Silva, et al. (2001)	61	-	0,111	240	150	600	28,2	0,2	-	31,4	0,39	-	0,26
	62	-	0,222	240	150	600	28,2	0,2	-	57,4	2,05	-	1,18
	63	-	0,333	240	150	600	28,2	0,2	-	69,5	2,59	-	1,14
Shehata et al. (2002)	75	-	0,165	235	150	300	29,8	0,21	-	57	1,23	-	1,23
	76	-	0,33	235	150	300	29,8	0,21	-	72,1	1,74	-	1,19
Aire, C. (2002)	HF30	1	0,117	204,27	150	300	42	0,239	0,0635	46	0,92	0,884	0,884
		3	0,351	204,27	150	300	42	0,239	0,0635	77	2,116	0,927	0,927
		6	0,702	204,27	150	300	42	0,239	0,0635	108	3,162	1,05	1,05
	HF70	3	0,351	204,27	150	300	69	0,24	0,0435	98	0,776	0,821	0,821
		6	0,702	204,27	150	300	69	0,24	0,0435	156	1,634	1,03	1,03
		9	1,053	204,27	150	300	69	0,24	0,0435	199	2,281	1,137	1,137
		12	1,404	204,27	150	300	69	0,24	0,0435	217	2,387	0,85	0,85
Lam, L.; Teng, J. G. (2004)	C1-1	1	0,165	250	152	305	35,9	0,203	-	50,4	1,273	-	1,147
	C1-2	1	0,165	250	152	305	35,9	0,203	-	47,2	1,106	-	0,969
	C1-3	1	0,165	250	152	305	35,9	0,203	-	53,2	1,292	-	0,981
	C2-1	2	0,33	250	152	305	35,9	0,203	-	68,7	1,683	-	0,988
	C2-2	2	0,33	250	152	305	35,9	0,203	-	69,9	1,962	-	1,001
	C2-3	2	0,33	250	152	305	35,9	0,203	-	71,6	1,85	-	0,949
	C3-1	3	0,495	250	152	305	34,3	0,188	-	82,6	2,046	-	0,799
	C3-2	3	0,495	250	152	305	34,3	0,188	-	90,4	2,413	-	0,884
	C3-3	3	0,495	250	152	305	34,3	0,188	-	97,3	2,516	-	0,968
Berthet, J.F.;	C20-C1	1	0,165	230	160	320	24,3	0,241	-	42,8	1,633	-	0,957

Ferrier, E.; Hamelin, P. (2005)		1	0,165	230	160	320	25,5	0,203	-	37,8	0,932	-	0,964
		1	0,165	230	160	320	25,2	0,256	-	45,8	1,674	-	0,96
	C20-C2	2	0,33	230	160	320	24,3	0,241	-	56,7	1,725	-	0,899
		2	0,33	230	160	320	25,5	0,203	-	55,2	1,577	-	0,911
		2	0,33	230	160	320	25,2	0,256	-	56,1	1,68	-	0,908
	C40-C1	1	0,11	230	160	320	40,3	0,186	-	49,8	0,554	-	1,015
		1	0,11	230	160	320	39,3	0,211	-	50,8	0,663	-	0,952
		1	0,11	230	160	320	40,6	0,204	-	48,8	0,608	-	1,203
	C40-C1.5	1,5	0,165	230	160	320	40,3	0,186	-	53,7	0,66	-	0,88
		1,5	0,165	230	160	320	39,3	0,211	-	54,7	0,619	-	0,853
		1,5	0,165	230	160	320	40,6	0,204	-	51,8	0,639	-	1,042
	C40-C2	2	0,22	230	160	320	40,3	0,186	-	59,7	0,599	-	0,788
		2	0,22	230	160	320	39,3	0,211	-	60,7	0,693	-	0,83
		2	0,22	230	160	320	40,6	0,204	-	60,2	0,73	-	0,809
	C40-C4	4	0,44	230	160	320	40,3	0,186	-	91,6	1,443	-	0,924
		4	0,44	230	160	320	39,3	0,211	-	89,6	1,364	-	0,967
		4	0,44	230	160	320	40,6	0,204	-	86,6	1,166	-	0,885
	C40-C9	9	0,99	230	160	320	40,3	0,186	-	142,4	2,461	-	0,989
		9	0,99	230	160	320	39,3	0,211	-	140,4	2,389	-	1,002
	C40-C12	12	1,32	230	160	320	40,3	0,186	-	166,3	2,7	-	0,999
	C50-C2	2	0,33	230	160	320	51,4	0,248	-	82,6	0,832	-	0,934
		2	0,33	230	160	320	52,7	0,201	-	82,8	0,699	-	0,865
		2	0,33	230	160	320	51,8	0,231	-	82,3	0,765	-	0,891
C50-C4	4	0,66	230	160	320	51,4	0,248	-	108,1	1,141	-	0,667	
	4	0,66	230	160	320	52,7	0,201	-	112	1,124	-	0,871	
	4	0,66	230	160	320	51,8	0,231	-	107,9	1,121	-	0,882	
Lam L, Teng JG, Cheung CH, Xiao Y.	CI-M1	-	0,165	250	152	305	41,1	0,256	-	52,6	0,9	-	0,81
	CI-M2	-	0,165	250	152	305	41,1	0,256	-	57	1,21	-	1,08
	CI-M3	-	0,165	250	152	305	41,1	0,256	-	55,4	1,11	-	1,07

(2006)	CII-M1	-	0,33	247	152	305	38,9	0,25	-	76,8	1,91	-	1,06
	CII-M2	-	0,33	247	152	305	38,9	0,25	-	79,1	2,08	-	1,13
	CII-M3	-	0,33	247	152	305	38,9	0,25	-	65,8	1,25	-	0,79
Jiang, T.; Teng, J.G. (2007)	34	-	0,68	240,7	152	305	38	0,217	-	110,1	2,551	-	0,977
	35	-	0,68	240,7	152	305	38	0,217	-	107,1	2,613	-	0,965
	36	-	1,02	240,7	152	305	38	0,217	-	129	2,794	-	0,892
	37	-	1,02	240,7	152	305	38	0,217	-	135,7	3,082	-	0,927
	38	-	1,36	240,7	152	305	38	0,217	-	161,3	3,7	-	0,872
	39	-	1,36	240,7	152	305	38	0,217	-	158,5	3,544	-	0,877
	40	-	0,11	260	152	305	37,7	0,275	-	48,5	0,895	-	0,935
	41	-	0,11	260	152	305	37,7	0,275	-	50,3	0,914	-	1,092
	42	-	0,11	260	152	305	44,2	0,26	-	48,1	0,691	-	0,734
	43	-	0,11	260	152	305	44,2	0,26	-	51,1	0,888	-	0,969
	44	-	0,22	260	152	305	44,2	0,26	-	65,7	1,304	-	1,184
	45	-	0,22	260	152	305	44,2	0,26	-	62,9	1,025	-	0,938
	46	-	0,33	250,5	152	305	47,6	0,279	-	82,7	1,304	-	0,902
	47	-	0,33	250,5	152	305	47,6	0,279	-	85,5	1,936	-	1,13
	48	-	0,33	250,5	152	305	47,6	0,279	-	85,5	1,821	-	1,064
Eid, R.; Roy, N. and Paultre, P. (2009)	N1	1	0,381	78	152	300	32,1	0,21	-	39,71	1,01	-	0,82
	N2	2	0,762	78	152	300	32,1	0,21	-	57,58	1,9	-	0,95
	N3	3	1,143	78	152	300	33,6	0,2	-	74,24	2,29	-	0,88
	M1	1	0,381	78	152	300	48	0,24	-	59,8	0,68	-	0,84
	M2	2	0,762	78	152	300	48	0,24	-	80,04	1,2	-	1,2
	M3	3	1,143	78	152	300	48	0,24	-	99,84	1,6	-	1,27

ANEXO: B

DISEÑO A ELU DE LOS PUENTES EN ESTUDIO

B.1 DISEÑO A ELU DEL PUENTE TRES VANOS, LOSA MACIZA.

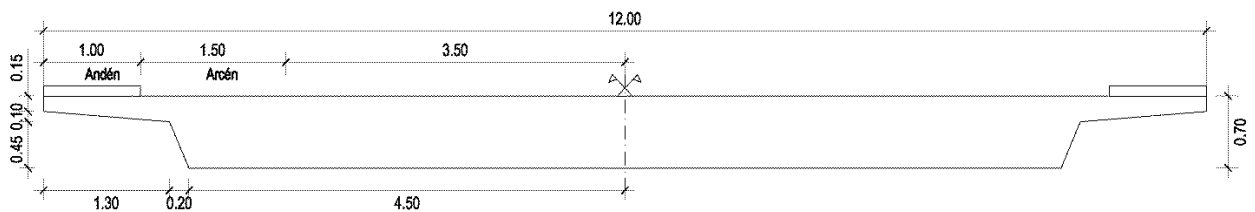


Fig. B.1 Sección transversal (Losa maciza)

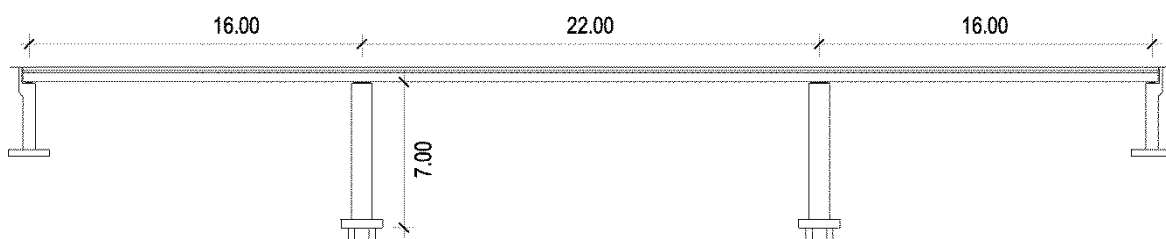


Fig. B.2 Alzado (Puente continuo tres vanos)

B.1.1. DETERMINACIÓN DE SOLICITACIONES.

B.1.1.1. Sistema estructural:

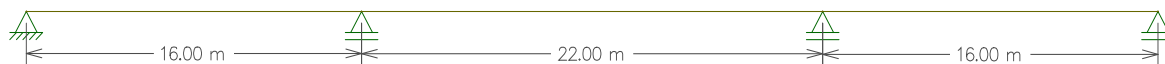


Fig. B.3 Sistema estructural (Viga continua)

B.1.1.2. Geometría, materiales y cargas características.

Ancho total de la sección	$B = 12$	m
Ancho de plataforma	$w = 10$	m
Ancho de calzada	$c = 7$	m
Canto de sección	$h = 0,7$	m
Longitud total del puente	$L_{tot.} = 54$	m
Diámetro de pila	$D_{pila} = 1$	m
Altura de pila	$h_{pila} = 7$	m
Área de la sección de Hormigón	$A_{tot.} = 70100$	cm ²
	$f_{ck} = 25$	MPa
	$f_{yk} = 400$	MPa
	$\gamma_{HA} = 25$	KN/m ³
Cargas muertas (CM)	$G_{CM} = 3$	KN/m ²
Nº de carriles virtuales	$n_I = 3$	
Ancho de carril virtual	$w_I = 3,00$	m
Ancho del area remanente	$1,00$	m

	T de C ($2Q_{ik}$)	q_{ik} ó q_{rk}
Carril virtual 1	2*300	9,00
Carril virtual 2	2*200	2,50
Carril virtual 3	2*100	2,50
Area remanente	0	2,50
Area peatonal	0	5,00
Sobrecarga total equivalente	2*600	4,54

Carga vertical de vehículo	$Q_{ik} = 2*600$	KN
Sobrecarga uniforme equivalente	$q_{ik} = 4,54$	KN/m ²
Empuje de viento en tablero	$F_W/A_{ref} = 3,21$	KN/m ²
Empuje de viento en pila	$F_W/A_{ref} = 3,93$	KN/m ²

B.1.1.3. Cargas lineales:

Carga por peso propio	$G_{PP} = 175,25$ KN/m
Cargas muertas (CM)	$G_{CM} = 36,00$ KN/m
Sobrecarga de tráfico (vehículo)	$Q_{ik} = 1200$ KN
Sobrecarga de tráfico (uniforme)	$q_{ik} = 54,50$ KN/m
Fuerza de frenado	$180 \leq Q_{lk} \leq 900$
	$Q_{lk} = 505,80$ KN

B1.1.4. Solicitaciones:

En Pila:

$R_{PP-pila} = 3741,51$	KN
$R_{CM-pila} = 768,58$	KN
$R_{m\acute{a}x\ q - pila} = 1224,85$	KN
$R_{m\acute{a}x\ Q - pila} = 1197,71$	KN
$R_{m\acute{i}n\ q-pila} = -61,3$	KN
$R_{m\acute{i}n\ Q-pila} = -125,83$	KN
$\theta_{CP-pila} = 0,000108$	rad
$\theta_{CV\ max-pila} = 0,0003346$	rad

En estribo:

$R_{PP-estribo} = 990,24$	KN
$R_{CM-estribo} = 203,42$	KN
$R_{m\acute{a}x\ q - estribo} = 400,43$	KN
$R_{m\acute{a}x\ Q - estribo} = 1144,74$	KN
$R_{m\acute{i}n\ q-estribo} = -92,48$	KN
$R_{m\acute{i}n\ Q-estribo} = -138,42$	KN
$\theta_{CP-estribo} = 0,000253$	rad
$\theta_{CV\ max-estribo} = 0,000382$	rad

B.1.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS APARATOS DE APOYO (Fuste único).

Pila:

	$R_{CP} = 4510,09$	KN
	$R_{CVm\acute{a}x} = 2422,56$	KN
	$R_{CVm\acute{i}n} = -187,13$	KN
	$\theta_{m\acute{a}x(CP+CV)} = 0,0004426$	rad
	$e_{Tot.} = 1,00$	mm/m
	$L = 11,00$	m
	$\sigma_{adm} = 15,00$	MPa
Distancia de la pila al punto fijo	$G_L = 0,80$	MPa
Tensión admisible comp.	$G_i \approx 1,60$	MPa
Módulo de elasticidad transversal (cargas de larga duración)	$u_x = 11,00$	mm
Módulo de elasticidad transversal (cargas instantáneas)		

En planta

	$A \geq 462176,67$	mm^2
	$D = 767,11$	mm
Adoptamos	$D = 800$	mm
	$A = 502654,82$	mm^2

En espesor

Distorsión (Larga duración)	$n.e \geq 22$	mm
Adoptamos	$n.e \geq 30$	mm

Estabilidad

$$a = D \geq 5 n.e$$

$$D \geq 150 \quad \text{mm}$$

Capacidad de giro

	Si:	$e = 10$	mm
		$n = 3$	
		$S = 20$	
Factor de forma			
Tensión admisible		$\sigma_{adm} \leq 32,00$	MPa
Rotación admisible		$\alpha_{adm} \leq 0,0014063$	rad

Estribo:

	$R_{CP} = 1193,66$	KN
	$R_{CVm\acute{a}x} = 1545,17$	KN
	$R_{CVm\acute{i}n} = -230,90$	KN
	$\theta_{m\acute{a}x(CP+CV)} = 0,0006352$	rad
	$e_{Tot.} = 1,00$	mm/m
Distancia del estribo al punto fijo	$L = 27,00$	m
Tensión admisible comp.	$\sigma_{adm} = 15,00$	MPa
Módulo de elasticidad transversal (cargas de larga duración)	$G_L = 0,80$	MPa
Módulo de elasticidad transversal (cargas instantáneas)	$G_i \approx 1,60$	MPa
	$u_x = 27,00$	mm

En planta

	$A \geq 91294,33$	mm^2
Adoptamos	$a = 300$	mm
	$b = 500$	mm
	$axb = 150000,00$	mm^2

En espesor

Distorsión (Larga duración)	$n.e \geq 54$	mm
Adoptamos	$n.e \geq 60$	mm

Estabilidad

$$a \geq 5 n.e$$

$$a \geq 300 \quad \text{mm}$$

Capacidad de giro

	Si:	$e = 10$	mm
		$n = 6$	
Factor de forma		$S = 9,38$	
Tensión admisible		$\sigma_{adm} \leq 15,00$	MPa
Rotación admisible		$\alpha_{adm} \leq 0,02000$	rad

B.1.3. RIGIDEZ (Fuste único)

B.1.3.1. Rigidez debido a cargas instantáneas:

Pila:			Estribo:		
	$h = 7$	m		$a = 300$	mm
	$D = 1$	m		$b = 500$	mm
	$D_{apoyo} = 800$	mm			
	$ne = 30$	mm		$ne = 60$	mm
	$G_i = 1,60$	MPa		$G_i = 1,60$	MPa
	$f_{ck} = 25$	MPa		$f_{ck} = 25$	MPa
	$E_{ci} = 32035,25$	MPa		$E_{ci} = 32035,25$	MPa
	$I = 0,049$	m^4		$I \approx \infty$	
	$K_{pila} = 9090,19$	KN/m		$K_{estribo} = 8000,00$	KN/m
	Rigidez total del puente			$K_{tot.} = 34180,38$	KN/m
	Corrimiento para la fuerza de frenado			$\mu_x = 0,0148$	m
	Fuerza en pila			$F_{pila} = 134,52$	KN
	Fuerza en estribo			$F_{estribo} = 118,38$	KN

B.1.3.2. Rigidez debido a cargas de larga duración (deformaciones impuestas):

Pila:			Estribo:		
	$h = 7$	m		$a = 300$	mm
	$D = 1$	m		$b = 500$	mm
	$D_{apoyo} = 800$	mm			
	$ne = 30$	mm		$ne = 60$	mm
	$G_L = 0,80$	MPa		$G_L = 0,80$	MPa
	$f_{ck} = 25$	MPa		$f_{ck} = 25$	MPa
	$E_{cm} = 27264,04$	MPa		$E_{cm} = 27264,04$	MPa
	$I = 0,049$	m^4		$I \approx \infty$	

$K_{pila} = 6248,66$	KN/m	$K_{estribo} = 4000,00$	KN/m
$\mu_{pila} = 11,00$	mm	$\mu_{estribo} = 27,00$	mm
$F_{pila} = 68,74$	KN	$F_{estribo} = 108,00$	KN

B.1.4. SOLICITACIONES DE DISEÑO (Fuste único):

$$N_d = \gamma_G * (N_{PP(losa)} + N_{PP(pilar)} + N_{CP}) + \gamma_Q * (N_Q + N_q)$$

$$N_d = 9908,01 \text{ KN}$$

$$M_d = \gamma_Q * (F_i + F_L) * H$$

$$M_d = 2134,14 \text{ KN-m}$$

B.1.5. DISEÑO A ELU DE ROTURA POR FLEXOCOMPRESIÓN (Fuste único)

$f_{ck} = 25$	MPa
$f_{yk} = 400$	MPa
$D = 1000$	mm
$A_c = 785398,16$	mm^2
$N_d = 9908,01$	KN
$M_d = 2134,14$	KN*m
$e = 0,2154$	m

$f_{cd} = 16,67$	MPa
$f_{yd} = 347,83$	MPa
$v = 0,757$	
$\mu = 0,163$	

Del gráfico:	$\omega = 0,39$
	$U_s = 5105088,06 \text{ N}$
	$A_s = 14677,13 \text{ mm}^2$
Cuantía mín.	$A_{s\text{mín}} = 3141,60 \text{ mm}^2$

$\phi 20 = 314,16$	Nº barras = 46,72	47 $\phi 20$
$\phi 25 = 490,87$	Nº barras = 29,90	30 $\phi 25$
$\phi 32 = 804,25$	Nº barras = 18,25	19 $\phi 32$

Adoptado: **30 $\phi 25$**

B.1.6. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS APARATOS DE APOYO (Fuste doble).

Pila:

	$R_{CP} = 4510,09$	KN
	$R_{CVm\acute{a}x} = 2422,56$	KN
	$R_{CVm\acute{i}n} = -187,13$	KN
	$\theta_{m\acute{a}x(CP+CV)} = 0,0004426$	rad
	$e_{Tot.} = 1,00$	mm/m
Distancia de la pila al punto fijo	$L = 11,00$	m
Tensi3n admisible comp.	$\sigma_{adm} = 15,00$	MPa
M3dulo de elasticidad transversal (cargas de larga duraci3n)	$G_L = 0,80$	MPa
M3dulo de elasticidad transversal (cargas instant3neas)	$G_i \approx 1,60$	MPa
	$u_x = 11,00$	mm

En planta

	$A \geq 231088,33$	mm ²
	$D = 542,43$	mm
Adoptamos	$D = 550$	mm
	$A = 237582,94$	mm ²

En espesor

Distorsi3n (Larga duraci3n)	$n.e \geq 22$	mm
Adoptamos	$n.e \geq 30$	mm

Estabilidad

$$a = D \geq 5 n.e$$

$$D \geq 150 \quad \text{mm}$$

Capacidad de giro

Si:	$e = 10$	mm
	$n = 3$	
Factor de forma	$S = 13,75$	
Tensi3n admisible	$\sigma_{adm} \leq 22,00$	MPa
Rotaci3n admisible	$\alpha_{adm} \leq 0,0029752$	rad

Estribo:

	$R_{CP} = 1193,66$	KN
	$R_{CVm\acute{a}x} = 1545,17$	KN
	$R_{CVm\acute{i}n} = -230,90$	KN
	$\theta_{m\acute{a}x(CP+CV)} = 0,0006352$	rad
	$e_{Tot.} = 1,00$	mm/m
Distancia del estribo al punto fijo	$L = 27,00$	m
Tensi3n admisible comp.	$\sigma_{adm} = 15,00$	MPa
M3dulo de elasticidad transversal (cargas de larga duraci3n)	$G_L = 0,80$	MPa

Módulo de elasticidad transversal (cargas instantáneas)	$G_i \approx 1,60$	MPa
	$u_x = 27,00$	mm
En planta		
Adoptamos	$A \geq 91294,33$	mm ²
	$a = 300$	mm
	$b = 500$	mm
	$axb = 150000,00$	mm ²
En espesor		
Distorsión (Larga duración)	$n.e \geq 54$	mm
Adoptamos	$n.e \geq 60$	mm
Estabilidad		
	$a \geq 5 n.e$	
	$a \geq 300$	mm
Capacidad de giro		
Si:	$e = 10$	mm
	$n = 6$	
Factor de forma	$S = 9,38$	
Tensión admisible	$\sigma_{adm} \leq 15,00$	MPa
Rotación admisible	$\alpha_{adm} \leq 0,02000$	rad

B.1.7. RIGIDEZ (Fuste doble)

B.1.7.1. Rigidez debido a cargas instantáneas:

Pila		Estribo	
$h = 7$	m	$a = 300$	mm
$D = 0,6$	m	$b = 500$	mm
$D_{apoyo} = 550$	mm		
$ne = 30$	mm	$ne = 60$	mm
$G_i = 1,60$	MPa	$G_i = 1,60$	MPa
$f_{ck} = 25$	MPa	$f_{ck} = 25$	MPa
$E_{ci} = 32035,25$	MPa	$E_{ci} = 32035,25$	MPa
$I = 0,006$	m ⁴	$I \approx \infty$	
$K_{pila} = 3125,35$	KN/m	$K_{estribo} = 8000,00$	KN/m
Rigidez total del puente	$K_{tot.} = 22250,69$	KN/m	
Corrimiento para la fuerza de frenado	$\mu_x = 0,02273$	m	
Fuerza en pila	$F_{pila} = 71,05$	KN	
Fuerza en estribo	$F_{estribo} = 181,85$	KN	

B.1.7.2. Rigidez debido a cargas de larga duración (deformaciones impuestas):

Pila		Estribo		
	h = 7	m	a = 300	mm
	D = 0,6	m	b = 500	mm
	D _{apoyo} = 550	mm		
	ne = 30		ne = 60	mm
	G _L = 0,80	MPa	G _L = 0,80	MPa
	f _{ck} = 25	MPa	f _{ck} = 25	MPa
	E _{cm} = 27264,04	MPa	E _{cm} = 27264,04	MPa
	I = 0,006	m ⁴	I ≈ ¥	
	K _{pila} = 2447,90	KN/m	K _{estribo} = 4000,00	KN/m
	μ _{pila} = 11,00	mm	μ _{estribo} = 27,00	mm
	F _{pila} = 26,93	KN	F _{estribo} = 108,00	KN

B.1.8. SOLICITACIONES DE DISEÑO (Fuste doble):

$$N_d = \gamma_G * (N_{PP(losa)} + N_{PP(pilar)} + N_{CP}) + \gamma_Q * (N_Q + N_q)$$

$$N_d = 4928,03 \text{ KN}$$

$$M_d = \gamma_Q * (F_i + F_L) * H$$

$$M_d = 514,35 \text{ KN-m}$$

B.1.9. DISEÑO A ELU DE ROTURA POR FLEXOCOMPRESIÓN (Fuste doble)

	f _{ck} =	25	MPa	
	f _{yk} =	400	MPa	
	D =	600	mm	
	A _c =	282743,34	mm ²	
	N _d =	4928,03	KN	
	M _d =	514,35	KN*m	
	e =	0,1044	m	
	f _{cd} =	16,67	MPa	
	f _{yd} =	347,83	MPa	
	v =	1,046		
	μ =	0,182		
Del gráfico:	ω =	0,69		
	U _s =	3251548,40	N	
	A _s =	9348,20	mm ²	
Cuantía mín.	A _{smin} =	1130,98	mm ²	
	φ20 =	314,16	Nº barras = 29,76	30φ20
	φ25 =	490,87	Nº barras = 19,04	20φ25
	φ32 =	804,25	Nº barras = 11,62	12φ32
	Adoptado:	20φ25		

B.2 DISEÑO A ELU DEL PUENTE CUATRO VANOS, LOSA ALIGERADA.

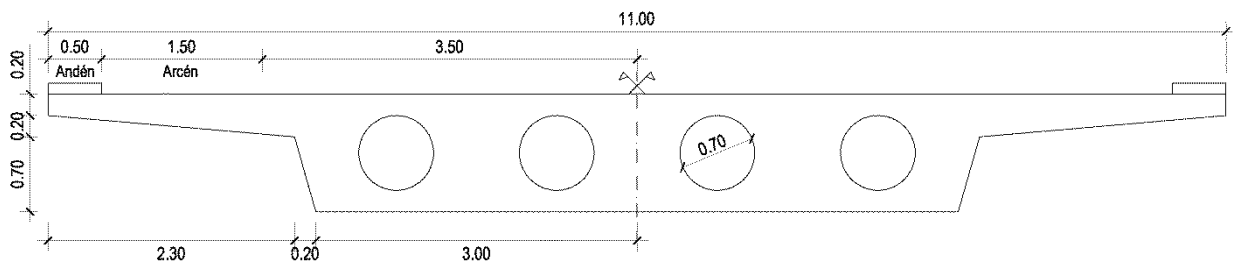


Fig. B.4 Sección transversal (Losa aligerada)

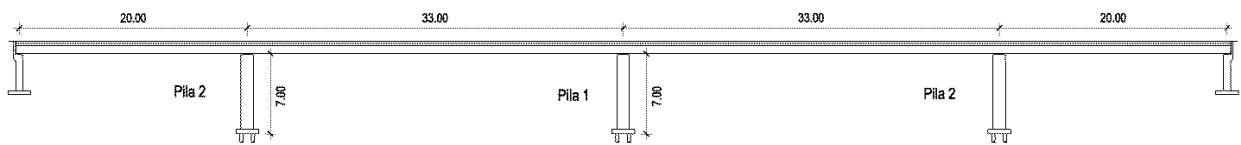


Fig. B.5 Alzado (Puente continuo cuatro vanos)

B.2.1. DETERMINACIÓN DE SOLICITACIONES.

B.2.1.1. Sistema estructural:

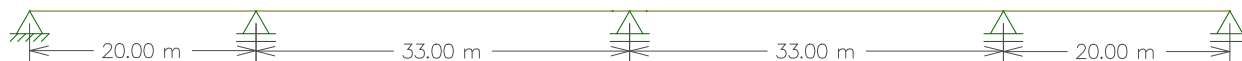


Fig. B.6 Sistema estructural (Viga continua)

B.2.1.2. Geometría, materiales y cargas características.

Ancho total de la sección	$B = 11$	m
Ancho de plataforma	$w = 10$	m
Ancho de calzada	$c = 7$	m
Canto de sección	$h = 1,1$	m
Longitud total del puente	$L_{tot.} = 106$	m
Diámetro de pila	$D_{pila} = 1,1$	m
Altura de pila	$h_{pila} = 7$	m
Área de la sección de Hormigón	$A_{tot.} = 67406,2$	cm^2
	$f_{ck} = 25$	MPa
	$f_{yk} = 400$	MPa
	$\gamma_{HA} = 25$	KN/m^3
Cargas muertas (CM)	$G_{CM} = 3$	KN/m^2
Nº de carriles virtuales	$n_l = 3$	
Ancho de carril virtual	$w_l = 3,00$	m
Ancho del area remanente	$1,00$	m

	T de C ($2Q_{ik}$)	q_{ik} ó q_{rk}
Carril virtual 1	2*300	9,00
Carril virtual 2	2*200	2,50
Carril virtual 3	2*100	2,50
Area remanente	0	2,50
Area peatonal	0	5,00
Sobrecarga total equivalente	2*600	4,50

Carga vertical de vehículo	$Q_{ik} = 2*600$	KN
Sobrecarga uniforme equivalente	$q_{ik} = 4,50$	KN/m^2
Empuje de viento en tablero	$F_w/A_{ref} = 3,21$	KN/m^2
Empuje de viento en pila	$F_w/A_{ref} = 3,93$	KN/m^2

Carga por peso propio	$G_{PP} = 168,5155$	KN/m
Cargas muertas (CM)	$G_{CM} = 33,00$	KN/m
Sobrecarga de tráfico (vehículo)	$Q_{TdeC} = 1200,00$	KN
Sobrecarga de tráfico (uniforme)	$Q_{SC} = 49,50$	KN/m
Fuerza de frenado	$180 \leq Q_{lk} \leq 900$	
	$Q_{lk} = 646,20$	KN

B.2.1.3. Cargas lineales:

Carga por peso propio	$G_{PP} = 168,5155$	KN/m
Cargas muertas (CM)	$G_{CM} = 33,00$	KN/m
Sobrecarga de tráfico (vehículo)	$Q_{TdeC} = 1200,00$	KN
Sobrecarga de tráfico (uniforme)	$Q_{SC} = 49,50$	KN/m
Fuerza de frenado	$180 \leq Q_{lk} \leq 900$	
	$Q_{lk} = 646,20$	KN

B.2.1.4. Solicitaciones:

Pila 1

$R_{PP-pila} = 5843,51$	KN
$R_{CM-pila} = 1144,32$	KN
$R_{m\acute{a}x\ q - pila} = 1814,8$	KN
$R_{m\acute{a}x\ Q - pila} = 1198,77$	KN
$R_{m\acute{i}n\ q-pila} = -98,31$	KN
$R_{m\acute{i}n\ Q-pila} = -89,05$	KN
$\theta_{CP-pila} = 1,62E-18$	rad
$\theta_{CV\ max-pila} = 0,0003451$	rad

Pila 2

$R_{PP-pila} = 4932,76$	KN
$R_{CM-pila} = 965,97$	KN
$R_{m\acute{a}x\ q - pila} = 1598,96$	KN
$R_{m\acute{a}x\ Q - pila} = 1198,45$	KN
$R_{m\acute{i}n\ q-pila} = -150,01$	KN
$R_{m\acute{i}n\ Q-pila} = -165,08$	KN
$\theta_{CP-pila} = 0,00019121$	rad
$\theta_{CV\ max-pila} = 0,0002912$	rad

Estribo:

$R_{PP-estribo} = 1076,8$	KN
$R_{CM-estribo} = 210,87$	KN
$R_{m\acute{a}x\ q - estribo} = 486,41$	KN
$R_{m\acute{a}x\ Q - estribo} = 1156,71$	KN
$R_{m\acute{i}n\ q-estribo} = -170,1$	KN
$R_{m\acute{i}n\ Q-estribo} = -182,35$	KN
$\theta_{CP-estribo} = 0,00012328$	rad
$\theta_{CV\ max-estribo} = 0,00024346$	rad

B.2.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS APARATOS DE APOYO (Fuste único).

Pila 1:

	$R_{CM} = 6987,83$	KN
	$R_{CVm\acute{a}x} = 3013,57$	KN
	$R_{CVm\acute{i}n} = -187,36$	KN
	$\theta_{m\acute{a}x(CM+CV)} = 0,0003451$	rad
	$e_{Tot.} = 1,00$	mm/m
	$L = 0,00$	m
Distancia de la pila al punto fijo	$\sigma_{adm} = 15,00$	MPa
Tensión admisible comp.	$G_L = 0,80$	MPa
Módulo de elasticidad transversal (cargas de larga duración)	$G_i \approx 1,60$	MPa
Módulo de elasticidad transversal (cargas instantáneas)		

	$u_x = 0,00$	mm
En planta		
	$A \geq 666760,00$	mm ²
	$D = 921,38$	mm
Adoptamos	$D = 950$	mm
	$A = 708821,84$	mm ²
En espesor		
Distorsión (Larga duración)	$n.e \geq 0$	mm
Adoptamos	$n.e \geq 60$	mm
Estabilidad		
	$a = D \geq 5 n.e$	
	$D \geq 300$	mm
Capacidad de giro		
	Si:	
	$e = 10$	mm
	$n = 6$	
Factor de forma	$S = 23,75$	
Tensión admisible	$\sigma_{adm} \leq 38,00$	MPa
Rotación admisible	$\alpha_{adm} \leq 0,00199$	rad

Pila 2:

	$R_{CM} = 5898,73$	KN
	$R_{CVm\acute{a}x} = 2797,41$	KN
	$R_{CVm\acute{i}n} = -315,09$	KN
	$\theta_{m\acute{a}x(CM+CV)} = 0,0004824$	rad
	$e_{Tot.} = 1,00$	mm/m
Distancia de la pila al punto fijo	$L = 33,00$	m
Tensión admisible comp.	$\sigma_{adm} = 15,00$	MPa
Módulo de elasticidad transversal (cargas de larga duración)	$G_L = 0,80$	MPa
Módulo de elasticidad transversal (cargas instantáneas)	$G_i \approx 1,60$	MPa
	$u_x = 33,00$	mm

En planta

	$A \geq 579742,67$	mm ²
	$D = 859,16$	mm
Adoptamos	$D = 900$	mm
	$A = 636172,51$	mm ²

En espesor

Distorsión (Larga duración)	$n.e \geq 66$	mm
Adoptamos	$n.e \geq 80$	mm

Estabilidad

$$a = D \geq 5 n.e$$

$$D \geq 400 \quad \text{mm}$$

Capacidad de giro

	Si:	$e = 10$	mm
		$n = 8$	
		$S = 22,5$	
Factor de forma			
Tensión admisible		$\sigma_{adm} \leq 36,00$	MPa
Rotación admisible		$\alpha_{adm} \leq 0,00296$	rad

Estribo:

	$R_{CM} = 1287,67$	KN
	$R_{CVm\acute{a}x} = 1643,12$	KN
	$R_{CVm\acute{i}n} = -352,45$	KN
	$\theta_{m\acute{a}x(CM+CV)} = 0,0003667$	rad
	$e_{Tot.} = 1,00$	mm/m
	$L = 53,00$	m
Distancia del estribo al punto fijo	$\sigma_{adm} = 15,00$	MPa
Tensión admisible comp.		
Módulo de elasticidad transversal (cargas de larga duración)	$G_L = 0,80$	MPa
Módulo de elasticidad transversal (cargas instantáneas)	$G_i \approx 1,60$	MPa
	$u_x = 53,00$	mm

En planta

Adoptamos	$A \geq 97693,00$	mm ²
	$a = 600$	mm
	$b = 600$	mm
	$axb = 360000,00$	mm ²

En espesor

Distorsión (Larga duración)	$n.e \geq 106$	mm
Adoptamos	$n.e \geq 110$	mm

Estabilidad

$$a \geq 5 n.e$$

$$a \geq 550 \quad \text{mm}$$

Capacidad de giro

	Si:	$e = 10$	mm
		$n = 11$	
		$S = 15,00$	
Factor de forma			
Tensión admisible		$\sigma_{adm} \leq 24,00$	MPa
Rotación admisible		$\alpha_{adm} \leq 0,00917$	rad

B.2.3. RIGIDEZ (Fuste único)

B.2.3.1. Rigidez debido a cargas instantáneas:

Pila 1	Pila 2	Estribo:
h = 7 m	h = 7 m	a = 600 mm
D = 1,1 m	D = 1,1 m	b = 600 mm
D _{apoyo} = 950 mm	D _{apoyo} = 900 mm	
ne = 60 mm	ne = 80 mm	ne = 110 mm
G _i = 1,60 MPa	G _i = 1,60 MPa	G _i = 1,60 MPa
f _{ck} = 25 MPa	f _{ck} = 25 MPa	f _{ck} = 25 MPa
E _{ci} = 32035,25 MPa	E _{ci} = 32035,25 MPa	E _{ci} = 32035,25 MPa
I = 0,072 m ⁴	I = 0,072 m ⁴	I ≈ ∞
K _{pila} = 9749,97 KN/m	K _{pila} = 7796,98 KN/m	K _{estribo} = 10472,73 KN/m
Rigidez total del puente	K _{tot.} = 46289,39 KN/m	
Corrimiento para la fuerza de frenado	μ _x = 0,01396 m	
Fuerza en pila	F _{pila 1} = 136,11 KN	
	F _{pila 2} = 108,85 KN	
Fuerza en estribo	F _{estribo} = 146,20 KN	

B.2.3.2. Rigidez debido a cargas de larga duración (deformaciones impuestas):

Pila 1	Pila 2	Estribo
h = 7 m	h = 7 m	a = 600 mm
D = 1,1 m	D = 1,1 m	b = 600 mm
D _{apoyo} = 950 mm	D _{apoyo} = 900 mm	
ne = 60 mm	ne = 80 mm	ne = 110 mm
G _L = 0,80 MPa	G _L = 0,80 MPa	G _L = 0,80 MPa
f _{ck} = 25 MPa	f _{ck} = 25 MPa	f _{ck} = 25 MPa
E _{cm} = 27264,04 MPa	E _{cm} = 27264,04 MPa	E _{cm} = 27264,04 MPa
I = 0,072 m ⁴	I = 0,072 m ⁴	I ≈ ∞
K _{pila} = 6091,64 KN/m	K _{pila} = 4639,51 KN/m	K _{estribo} = 5236,36 KN/m
μ _{pila} = 0,00 mm	μ _{pila} = 33,00 mm	μ _{estribo} = 53,00 mm
F _{pila 1} = 0,00 KN	F _{pila 2} = 153,10 KN	F _{estribo} = 277,53 KN

B.2.4. SOLICITACIONES DE DISEÑO (Fuste único):

Pila 1:

$$N_d = \gamma_G * (N_{PP(losa)} + N_{PP(pilar)} + N_{CP}) + \gamma_Q * (N_Q + N_q)$$

$$N_d = 14178,44 \text{ KN}$$

$$M_d = \gamma_Q * (F_i + F_L) * H$$

$$M_d = 1429,15 \text{ KN-m}$$

Pila 2:

$$N_d = \gamma_G * (N_{PP(losa)} + N_{PP(pilar)} + N_{CP}) + \gamma_Q * (N_Q + N_q)$$

$$N_d = 12383,92 \text{ KN}$$

$$M_d = \gamma_Q * (F_i + F_L) * H$$

$$M_d = 2750,47 \text{ KN-m}$$

B.2.5. DISEÑO A ELU DE ROTURA POR FLEXOCOMPRESIÓN (Fuste único).**Pila 1:**

$$f_{ck} = 25 \quad \text{MPa}$$

$$f_{yk} = 400 \quad \text{MPa}$$

$$D = 1100 \quad \text{mm}$$

$$A_c = 950331,78 \quad \text{mm}^2$$

$$N_d = 14178,44 \quad \text{KN}$$

$$M_d = 1429,15 \quad \text{KN*m}$$

$$e = 0,1008 \quad \text{m}$$

$$f_{cd} = 16,67 \quad \text{MPa}$$

$$f_{yd} = 347,83 \quad \text{MPa}$$

$$v = 0,895$$

$$\mu = 0,082$$

Del gráfico: $\omega = 0,17$

$$U_s = 2692606,70 \quad \text{N}$$

$$A_s = 7741,24 \quad \text{mm}^2$$

Cuantía
mín.

$$A_{s\text{mín}} = 3801,34 \quad \text{mm}^2$$

$$\phi 20 = 314,16 \quad \text{N}^\circ \text{ barras} = 24,64 \quad 25\phi 20$$

$$\phi 25 = 490,87 \quad \text{N}^\circ \text{ barras} = 15,77 \quad 16\phi 25$$

$$\phi 32 = 804,25 \quad \text{N}^\circ \text{ barras} = 9,63 \quad 10\phi 32$$

Adoptado: **18 ϕ 25**

Pila 2:

$$\begin{aligned}f_{ck} &= 25 && \text{MPa} \\f_{yk} &= 400 && \text{MPa} \\D &= 1100 && \text{mm} \\A_c &= 950331,78 && \text{mm}^2 \\N_d &= 12383,92 && \text{KN} \\M_d &= 2750,47 && \text{KN}\cdot\text{m} \\e &= 0,2221 && \text{m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}f_{cd} &= 16,67 && \text{MPa} \\f_{yd} &= 347,83 && \text{MPa} \\v &= 0,782 \\ \mu &= 0,158\end{aligned}$$

Del gráfico:

$$\begin{aligned}\omega &= 0,375 \\U_s &= 5939573,61 && \text{N}\end{aligned}$$

$$A_s = 17076,27 \quad \text{mm}^2$$

Cuantía
mín.

$$A_{s\text{mín}} = 3801,34 \quad \text{mm}^2$$

$$\phi 20 = 314,16 \quad \text{N}^\circ \text{ barras} = 54,36 \quad 55\phi 20$$

$$\phi 25 = 490,87 \quad \text{N}^\circ \text{ barras} = 34,79 \quad 35\phi 25$$

$$\phi 32 = 804,25 \quad \text{N}^\circ \text{ barras} = 21,23 \quad 22\phi 32$$

Adoptado : **36 ϕ 25**

B.2.6. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS APARATOS DE APOYO (Fuste doble).

Pila 1:

	$R_{CM} = 6987,83$	KN
	$R_{CVm\acute{a}x} = 3013,57$	KN
	$R_{CVm\acute{i}n} = -187,36$	KN
	$\theta_{m\acute{a}x(CM+CV)} = 0,0003451$	rad
	$e_{Tot.} = 1,00$	mm/m
Distancia de la pila al punto fijo	$L = 0,00$	m
Tensi3n admisible comp.	$\sigma_{adm} = 15,00$	MPa
M3dulo de elasticidad transversal (cargas de larga duraci3n)	$G_L = 0,80$	MPa
M3dulo de elasticidad transversal (cargas instant3neas)	$G_i \approx 1,60$	MPa
	$u_x = 0,00$	mm

En planta

	$A \geq 333380,00$	mm ²
	$D = 651,52$	mm
Adoptamos	$D = 650$	mm
	$A = 331830,72$	mm ²

En espesor

Distorsi3n (Larga duraci3n)	$n.e \geq 0$	mm
Adoptamos	$n.e \geq 60$	mm

Estabilidad

$$a = D \geq 5 n.e$$

$$D \geq 300 \quad \text{mm}$$

Capacidad de giro

Si:	$e = 10$	mm
	$n = 6$	
Factor de forma	$S = 16,25$	
Tensi3n admisible	$\sigma_{adm} \leq 26,00$	MPa
Rotaci3n admisible	$\alpha_{adm} \leq 0,00426$	rad

Pila 2:

	$R_{CM} = 5898,73$	KN
	$R_{CVm\acute{a}x} = 2797,41$	KN
	$R_{CVm\acute{i}n} = -315,09$	KN
	$\theta_{m\acute{a}x(CM+CV)} = 0,0004824$	rad
	$e_{Tot.} = 1,00$	mm/m
Distancia de la pila al punto fijo	$L = 33,00$	m
Tensi3n admisible comp.	$\sigma_{adm} = 15,00$	MPa
M3dulo de elasticidad transversal (cargas de larga duraci3n)	$G_L = 0,80$	MPa

Módulo de elasticidad transversal (cargas instantáneas)	$G_i \approx 1,60$	MPa
	$u_x = 33,00$	mm

En planta

Adoptamos	$A \geq 289871,33$	mm ²
	$D = 607,52$	mm
	$D = 650$	mm
	$A = 331830,72$	mm ²

En espesor

Distorsión (Larga duración)	$n.e \geq 66$	mm
Adoptamos	$n.e \geq 70$	mm

Estabilidad

$a = D \geq 5 n.e$		
$D \geq 350$		mm

Capacidad de giro

Si:	$e = 10$	mm
	$n = 7$	
Factor de forma	$S = 16,25$	
Tensión admisible	$\sigma_{adm} \leq 26,00$	MPa
Rotación admisible	$\alpha_{adm} \leq 0,00497$	rad

Estribo:

	$R_{CM} = 1287,67$	KN
	$R_{CVmáx} = 1643,12$	KN
	$R_{CVmín} = -352,45$	KN
	$\theta_{máx(CM+CV)}$	
	$= 0,0003667$	rad
	$e_{Tot} = 1,00$	mm/m
	$L = 53,00$	m
Distancia del estribo al punto fijo	$\sigma_{adm} = 15,00$	MPa
Tensión admisible comp.		
Módulo de elasticidad transversal (cargas de larga duración)	$G_L = 0,80$	MPa
Módulo de elasticidad transversal (cargas instantáneas)	$G_i \approx 1,60$	MPa
	$u_x = 53,00$	mm

En planta

Adoptamos	$A \geq 97693,00$	mm ²
	$a = 600$	mm
	$b = 600$	mm
	$axb = 360000,00$	mm ²

En espesor

Distorsión (Larga duración)	$n.e \geq 106$	mm
Adoptamos	$n.e \geq 110$	mm

Estabilidad

$$a \geq 5 n.e$$
$$a \geq 550 \quad \text{mm}$$

Capacidad de giro

Si:	$e = 10$	mm
	$n = 11$	
Factor de forma	$S = 15,00$	
Tensión admisible	$\sigma_{adm} \leq 24,00$	MPa
Rotación admisible	$\alpha_{adm} \leq 0,00917$	rad

B.2.7. RIGIDEZ (Doble fuste)

B.2.7.1. Rigidez debido a cargas instantáneas:

Pila 1:

$$h = 7 \quad \text{m}$$
$$D = 0,8 \quad \text{m}$$
$$D_{\text{apoyo}} = 650 \quad \text{mm}$$
$$n_e = 60 \quad \text{mm}$$
$$G_i = 1,60 \quad \text{MPa}$$
$$f_{ck} = 25 \quad \text{MPa}$$
$$E_{ci} = 32035,25 \quad \text{MPa}$$
$$I = 0,020 \quad \text{m}^4$$

$$K_{\text{pila}} = 6884,30 \quad \text{KN/m}$$

Pila 2:

$$h = 7 \quad \text{m}$$
$$D = 0,8 \quad \text{m}$$
$$D_{\text{apoyo}} = 650 \quad \text{mm}$$
$$n_e = 70 \quad \text{mm}$$
$$G_i = 1,60 \quad \text{MPa}$$
$$f_{ck} = 25 \quad \text{MPa}$$
$$E_{ci} = 32035,25 \quad \text{MPa}$$
$$I = 0,020 \quad \text{m}^4$$

$$K_{\text{pila}} = 6465,15 \quad \text{KN/m}$$

Estribo:

$$a = 600 \quad \text{mm}$$
$$b = 600 \quad \text{mm}$$
$$n_e = 110 \quad \text{mm}$$
$$G_i = 1,60 \quad \text{MPa}$$
$$f_{ck} = 25 \quad \text{MPa}$$
$$E_{ci} = 32035,25 \quad \text{MPa}$$
$$I \approx \infty$$

$$K_{\text{estribo}} = 10472,73 \quad \text{KN/m}$$

$$\text{Rigidez total del puente} \quad K_{\text{tot.}} = 40760,04 \quad \text{KN/m}$$

$$\text{Corrimiento para la fuerza de frenado} \quad \mu_x = 0,01585376 \quad \text{m}$$

$$\text{Fuerza en pila} \quad F_{\text{pila 1}} = 109,14 \quad \text{KN}$$

$$F_{\text{pila 2}} = 102,50 \quad \text{KN}$$

$$\text{Fuerza en estribo} \quad F_{\text{estribo}} = 166,03 \quad \text{KN}$$

B.2.7.2. Rigidez debido a cargas de larga duración (deformaciones impuestas):

Pila 1:

$$h = 7 \quad \text{m}$$
$$D = 0,8 \quad \text{m}$$
$$D_{\text{apoyo}} = 650 \quad \text{mm}$$
$$n_e = 60$$
$$G_L = 0,80 \quad \text{MPa}$$
$$f_{ck} = 25 \quad \text{MPa}$$
$$E_{cm} = 27264,04 \quad \text{MPa}$$

Pila 2:

$$h = 7 \quad \text{m}$$
$$D = 0,8 \quad \text{m}$$
$$D_{\text{apoyo}} = 650 \quad \text{mm}$$
$$n_e = 70$$
$$G_L = 0,80 \quad \text{MPa}$$
$$f_{ck} = 25 \quad \text{MPa}$$
$$E_{cm} = 27264,04 \quad \text{MPa}$$

Estribo:

$$a = 600 \quad \text{mm}$$
$$b = 600 \quad \text{mm}$$
$$n_e = 110 \quad \text{mm}$$
$$G_L = 0,80 \quad \text{MPa}$$
$$f_{ck} = 25 \quad \text{MPa}$$
$$E_{cm} = 27264,04 \quad \text{MPa}$$

$I = 0,020$	m^4	$I = 0,020$	m^4	$I \approx \infty$	
$K_{pila} = 4602,05$	KN/m	$K_{pila} = 4234,96$	KN/m	$K_{estribo} = 5236,36$	KN/m
$\mu_{pila} = 0,00$	mm	$\mu_{pila} = 33,00$	mm	$\mu_{estribo} = 53,00$	mm
$F_{pila 1} = 0,00$	KN	$F_{pila 2} = 139,75$	KN	$F_{estribo} = 277,53$	KN

B.2.8. SOLICITACIONES DE DISEÑO (Fuste doble):

Pila 1:

$$N_d = \gamma_G * (N_{PP(losa)} + N_{PP(pilar)} + N_{CP}) + \gamma_Q * (N_Q + N_q)$$

$$N_d = 7095,71 \text{ KN}$$

$$M_d = \gamma_Q * (F_i + F_L) * H$$

$$M_d = 573,00 \text{ KN-m}$$

Pila 2:

$$N_d = \gamma_G * (N_{PP(losa)} + N_{PP(pilar)} + N_{CP}) + \gamma_Q * (N_Q + N_q)$$

$$N_d = 6198,45 \text{ KN}$$

$$M_d = \gamma_Q * (F_i + F_L) * H$$

$$M_d = 1271,82 \text{ KN-m}$$

B.2.9. DISEÑO A ELU DE ROTURA POR FLEXOCOMPRESIÓN (Fuste doble).

Pila 1:

	$f_{ck} = 25$	MPa
	$f_{yk} = 400$	MPa
	$D = 800$	mm
	$A_c = 502654,82$	mm^2
	$N_d = 7095,71$	KN
	$M_d = 573,00$	$KN*m$
	$e = 0,0808$	m
	$f_{cd} = 16,67$	MPa
	$f_{yd} = 347,83$	MPa
	$v = 0,847$	
	$\mu = 0,085$	
Del gráfico:	$\omega = 0,14$	
	$U_s = 1172861,26$	N
	$A_s = 3371,98$	mm^2
Cuantía mín.	$A_{s\text{mín}} = 2010,62$	mm^2
	$\phi 20 = 314,16$	$N^{\circ} \text{ barras} = 10,73$
	$\phi 25 = 490,87$	$N^{\circ} \text{ barras} = 6,87$
	$\phi 32 = 804,25$	$N^{\circ} \text{ barras} = 4,19$

Adoptado: **8 ϕ 25**

Pila 2:

$$\begin{aligned}f_{ck} &= 25 && \text{MPa} \\f_{yk} &= 400 && \text{MPa} \\D &= 800 && \text{mm} \\A_c &= 502654,82 && \text{mm}^2 \\N_d &= 6198,45 && \text{KN} \\M_d &= 1271,82 && \text{KN*m} \\e &= 0,2052 && \text{m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}f_{cd} &= 16,67 && \text{MPa} \\f_{yd} &= 347,83 && \text{MPa} \\v &= 0,740 \\ \mu &= 0,190\end{aligned}$$

Del gráfico:

$$\begin{aligned}\omega &= 0,48 \\U_s &= 4021238,60 && \text{N}\end{aligned}$$

$$A_s = 11561,06 \quad \text{mm}^2$$

Cuantía
mín.

$$A_{s\text{mín}} = 2010,62 \quad \text{mm}^2$$

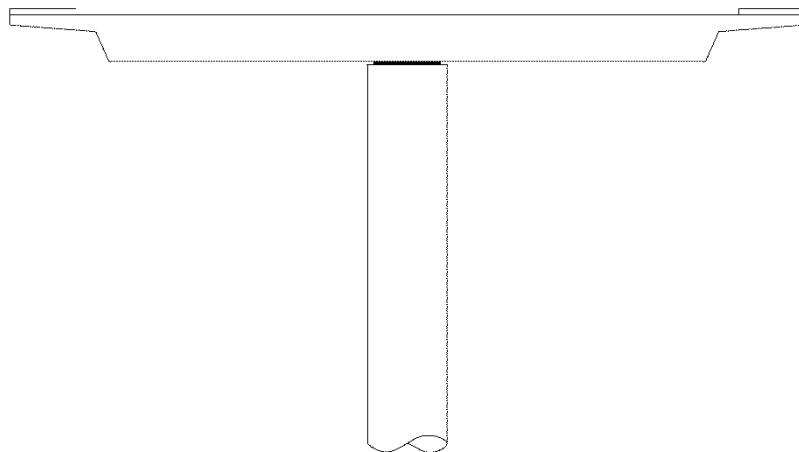
$$\begin{aligned}\phi 20 &= 314,16 && \text{N}^\circ \text{ barras} = 36,80 && 37\phi 20 \\ \phi 25 &= 490,87 && \text{N}^\circ \text{ barras} = 23,55 && 24\phi 25 \\ \phi 32 &= 804,25 && \text{N}^\circ \text{ barras} = 14,38 && 15\phi 32\end{aligned}$$

Adoptado : **25 ϕ 25**

ANEXO: C

**DETERMINACIÓN DE ÍNDICES DE FIABILIDAD PARA DIFERENTES ESPESORES
DE FIBRA Y COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD.**

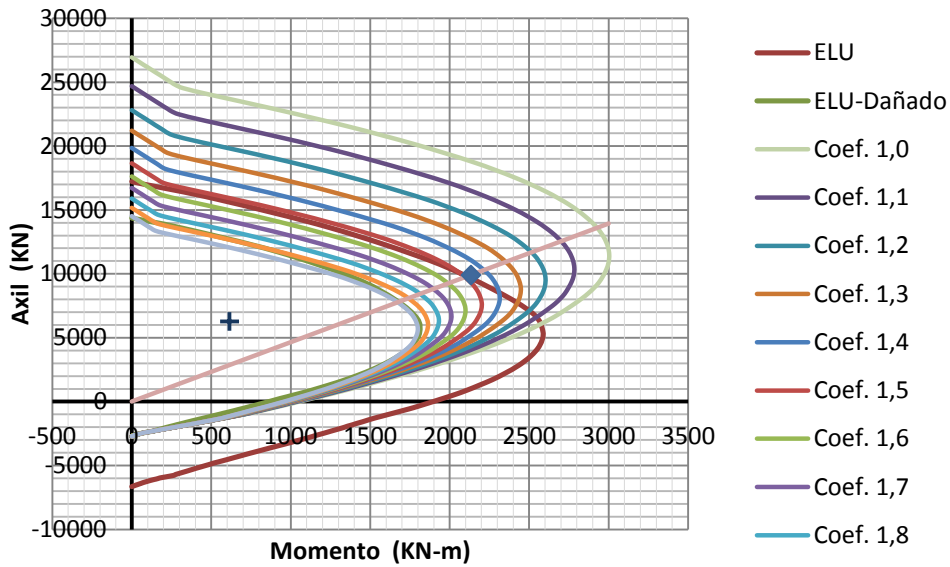
1) PUENTE TRES VANOS, LOSA MACIZA, FUSTE ÚNICO



1. Puente tres vanos (losa maciza con fuste único)

t = 0,7 mm

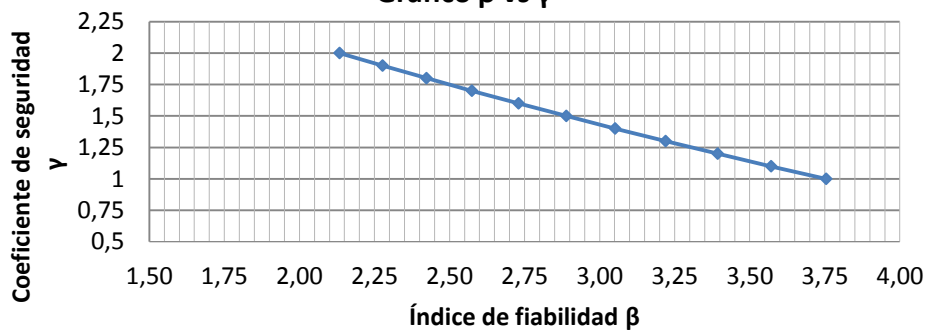
Curva interacción Momento-Axil



	μ_x	σ_x	λ	COV_x
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitud	6807,51	627,25		0,09

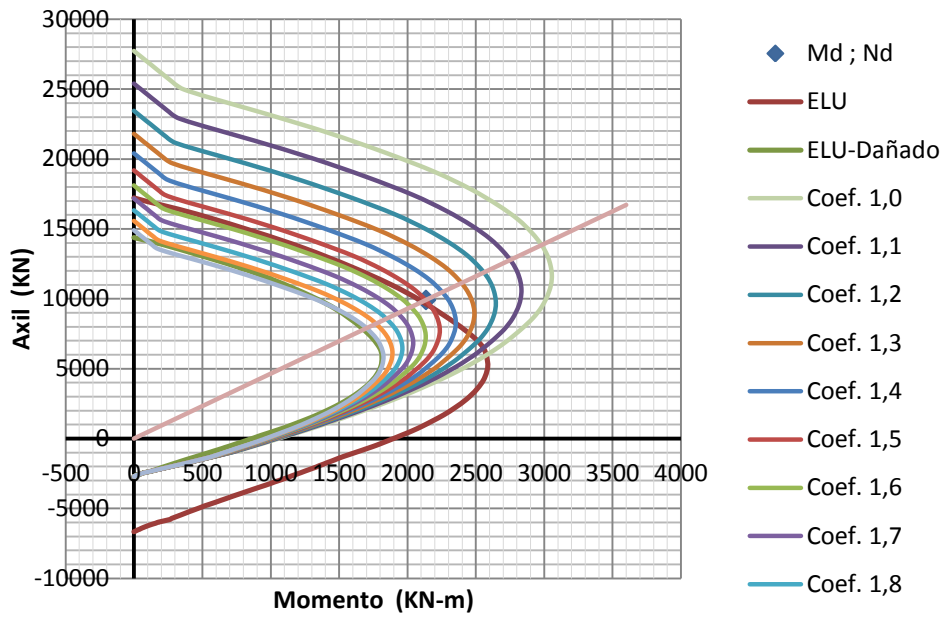
γ_{cc}	μ_{xR}	μ_{xS}	σ_{xR}	σ_{xS}	β
1	19241,58	6807,51	3251,827	627,25	3,75
1,1	17754,05	6807,51	3000,435	627,25	3,57
1,2	16512,57	6807,51	2790,624	627,25	3,39
1,3	15457,26	6807,51	2612,277	627,25	3,22
1,4	14552,43	6807,51	2459,36	627,25	3,05
1,5	13770,25	6807,51	2327,172	627,25	2,89
1,6	13080,07	6807,51	2210,532	627,25	2,73
1,7	12466,23	6807,51	2106,793	627,25	2,57
1,8	11919,89	6807,51	2014,461	627,25	2,42
1,9	11432,47	6807,51	1932,088	627,25	2,28
2	10990,20	6807,51	1857,343	627,25	2,13

Gráfico β vs γ



t = 0,8 mm

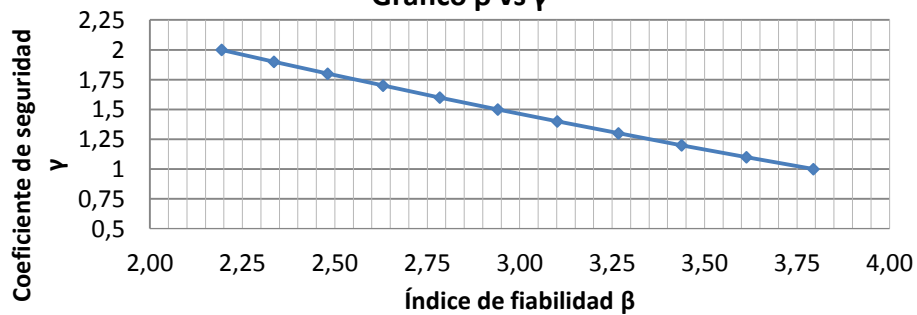
Curva interacción Momento-Axil



	μ_x	σ_x	λ	COV_x
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitación	6807,51	627,25		0,09

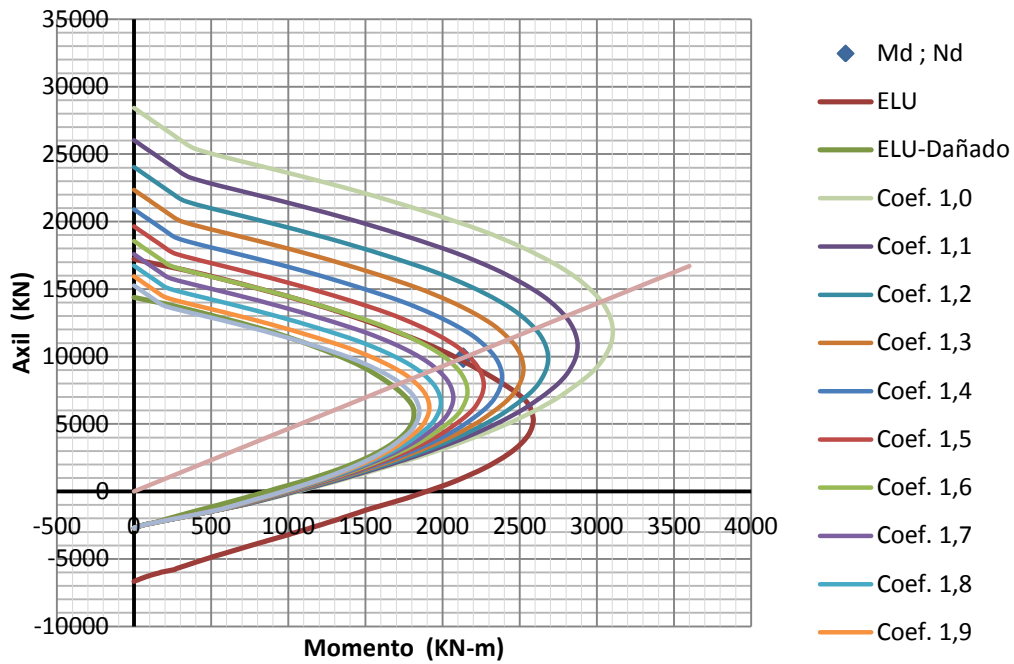
γ_{cc}	μ_{XR}	μ_{Xs}	σ_{XR}	σ_{Xs}	β
1	19597,66	6807,51	3312,005	627,25	3,79
1,1	18075,36	6807,51	3054,735	627,25	3,61
1,2	16808,93	6807,51	2840,709	627,25	3,44
1,3	15732,71	6807,51	2658,828	627,25	3,27
1,4	14811,02	6807,51	2503,063	627,25	3,10
1,5	14010,60	6807,51	2367,791	627,25	2,94
1,6	13307,09	6807,51	2248,898	627,25	2,78
1,7	12681,30	6807,51	2143,14	627,25	2,63
1,8	12122,55	6807,51	2048,71	627,25	2,48
1,9	11623,00	6807,51	1964,286	627,25	2,34
2	11172,58	6807,51	1888,167	627,25	2,19

Gráfico β vs γ



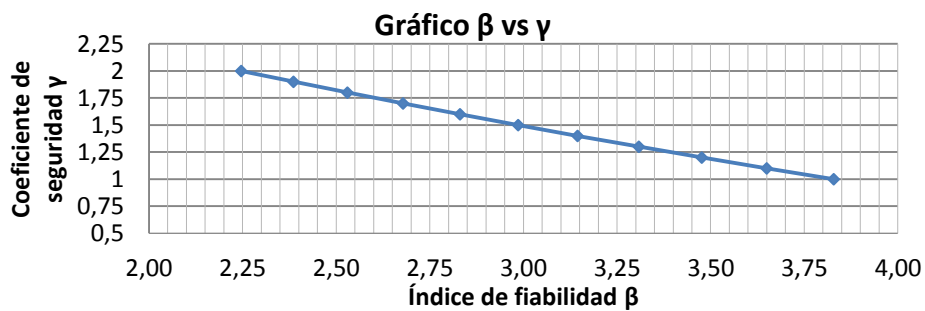
t = 0,9 mm

Curva interacción Momento-Axil

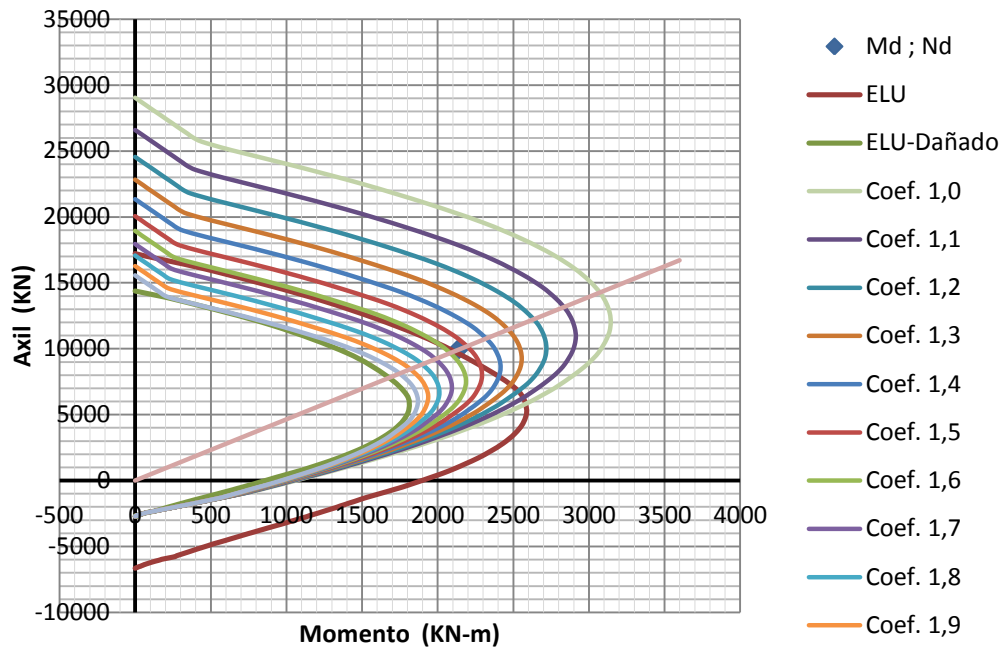


	μ_x	σ_x	λ	COV_x
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitud	6807,51	627,25		0,09

γ_{cc}	μ_{XR}	μ_{Xs}	σ_{XR}	σ_{Xs}	β
1	19914,40	6807,51	3365,533	627,25	3,83
1,1	18361,53	6807,51	3103,099	627,25	3,65
1,2	17069,73	6807,51	2884,785	627,25	3,48
1,3	15978,02	6807,51	2700,285	627,25	3,31
1,4	15039,47	6807,51	2541,671	627,25	3,14
1,5	14226,43	6807,51	2404,267	627,25	2,99
1,6	13509,08	6807,51	2283,034	627,25	2,83
1,7	12870,90	6807,51	2175,182	627,25	2,68
1,8	12300,78	6807,51	2078,831	627,25	2,53
1,9	11791,83	6807,51	1992,819	627,25	2,39
2	11335,36	6807,51	1915,676	627,25	2,25

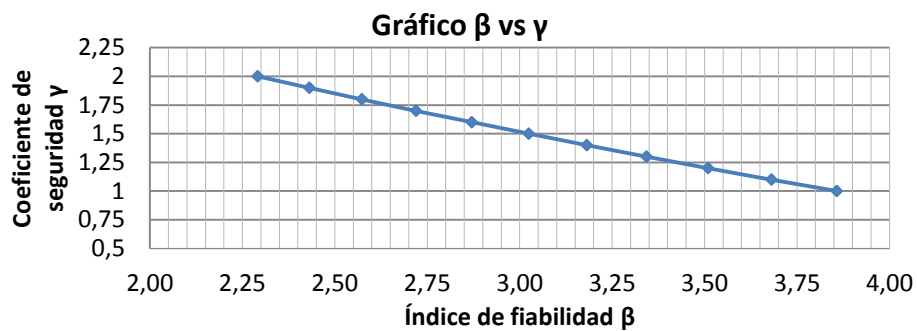


Curva interacción Momento-Axil



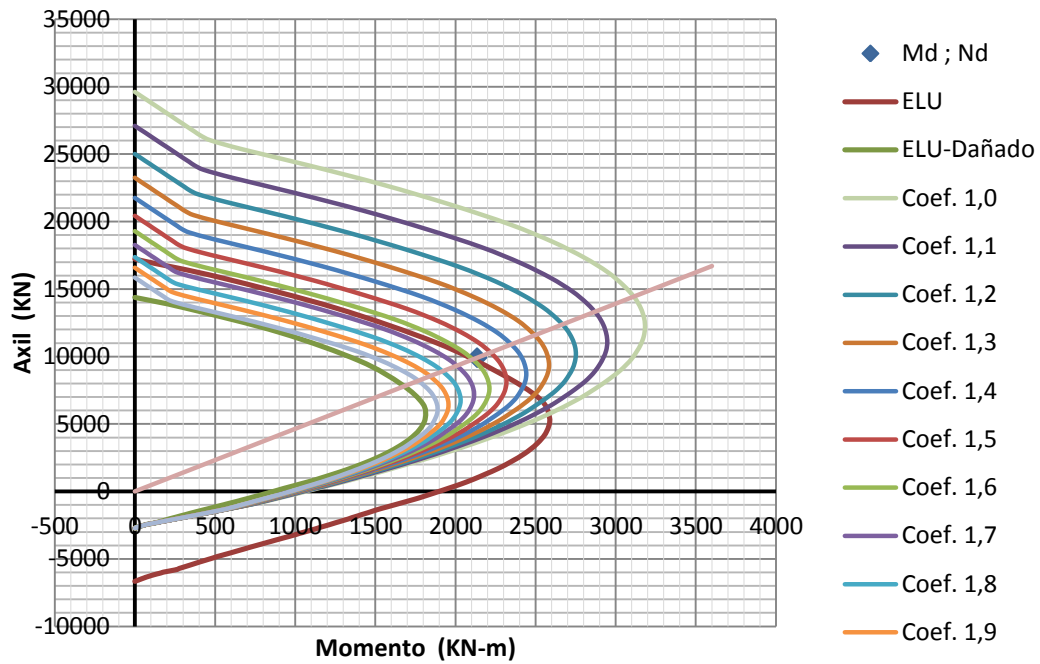
	μ_x	σ_x	λ	COV_x
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitudión	6807,51	627,25		0,09

γ_{cc}	μ_{XR}	μ_{Xs}	σ_{XR}	σ_{Xs}	β
1	20190,94	6807,51	3412,269	627,25	3,86
1,1	18615,61	6807,51	3146,038	627,25	3,68
1,2	17304,41	6807,51	2924,445	627,25	3,51
1,3	16193,59	6807,51	2736,716	627,25	3,34
1,4	15241,27	6807,51	2575,774	627,25	3,18
1,5	14415,90	6807,51	2436,287	627,25	3,02
1,6	13686,22	6807,51	2312,971	627,25	2,87
1,7	13037,72	6807,51	2203,375	627,25	2,72
1,8	12461,97	6807,51	2106,074	627,25	2,57
1,9	11947,32	6807,51	2019,098	627,25	2,43
2	11478,57	6807,51	1939,879	627,25	2,29



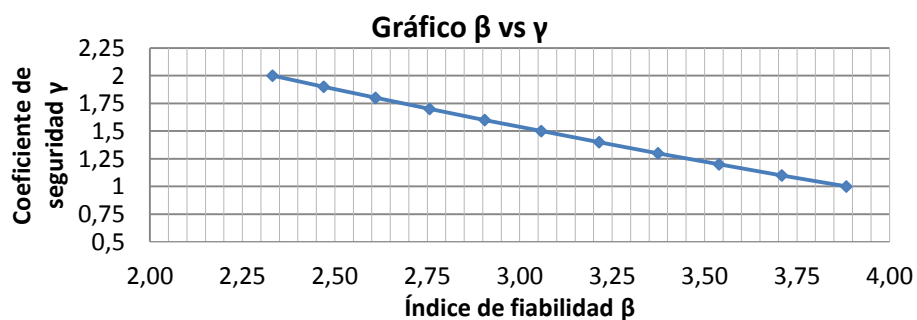
t = 1,1 mm

Curva interacción Momento-Axil



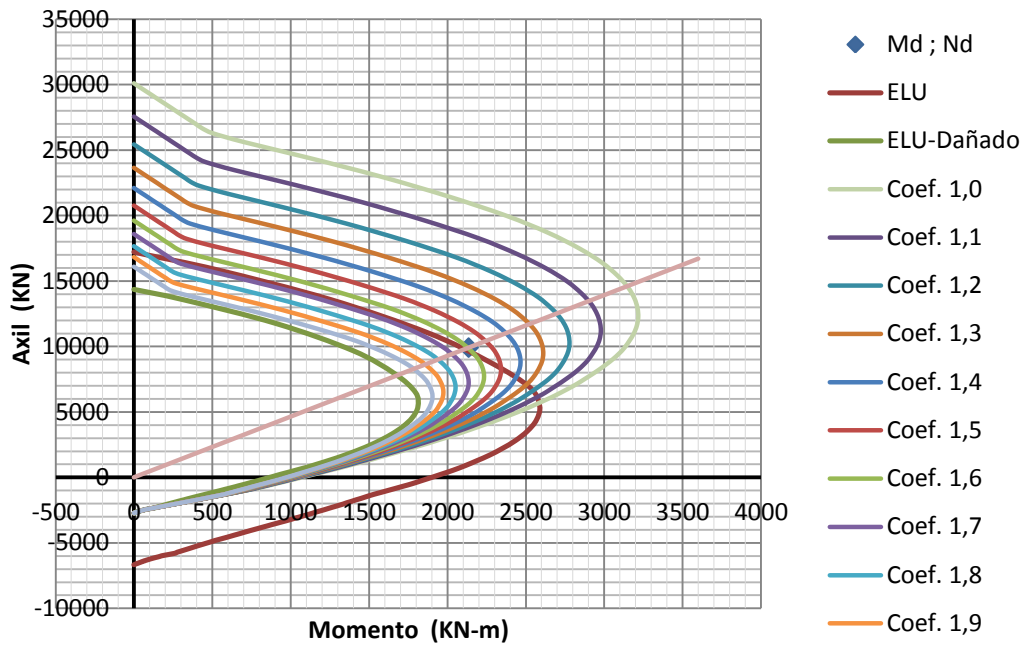
	μ_x	σ_x	λ	COV_x
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitud	6807,51	627,25		0,09

γ_{cc}	μ_{XR}	μ_{Xs}	σ_{XR}	σ_{Xs}	β
1	20444,41	6807,51	3455,105	627,25	3,88
1,1	18848,62	6807,51	3185,416	627,25	3,71
1,2	17518,11	6807,51	2960,56	627,25	3,54
1,3	16390,45	6807,51	2769,987	627,25	3,37
1,4	15428,97	6807,51	2607,496	627,25	3,21
1,5	14586,98	6807,51	2465,199	627,25	3,06
1,6	13845,94	6807,51	2339,964	627,25	2,91
1,7	13190,35	6807,51	2229,169	627,25	2,76
1,8	12602,33	6807,51	2129,793	627,25	2,61
1,9	12084,39	6807,51	2042,262	627,25	2,47
2	11610,25	6807,51	1962,132	627,25	2,33



t = 1,2 mm

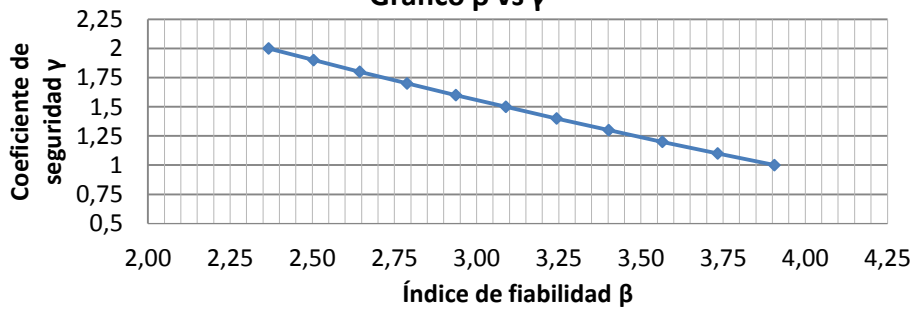
Curva interacción Momento-Axil



	μ_x	σ_x	λ	COV_x
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitudión	6807,51	627,25		0,09

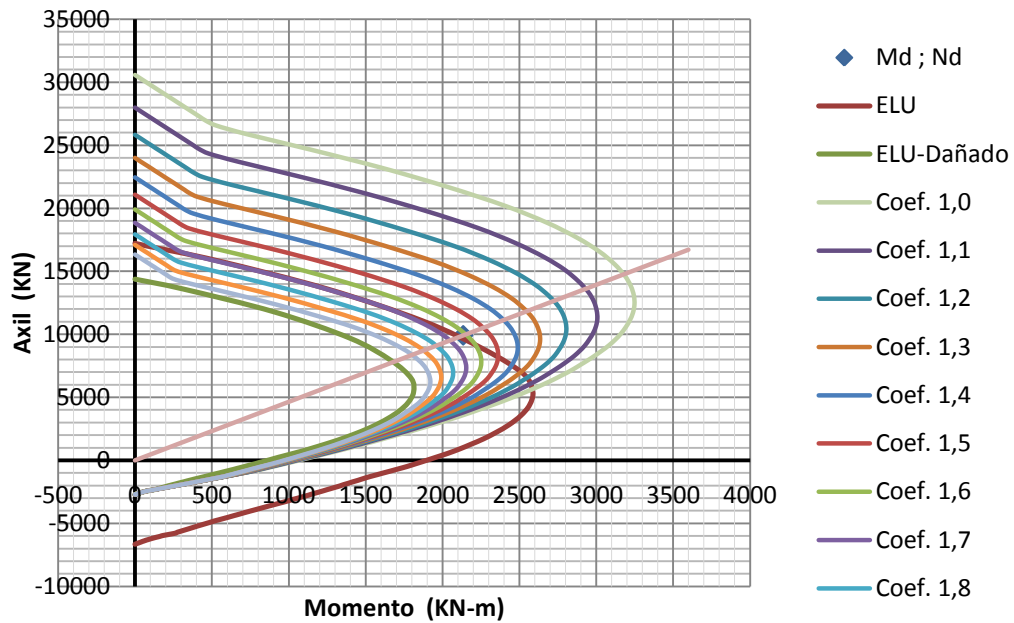
γ_{cc}	μ_{XR}	μ_{Xs}	σ_{XR}	σ_{Xs}	β
1	20671,65	6807,51	3493,51	627,25	3,91
1,1	19057,82	6807,51	3220,772	627,25	3,73
1,2	17709,69	6807,51	2992,938	627,25	3,57
1,3	16569,22	6807,51	2800,199	627,25	3,40
1,4	15593,96	6807,51	2635,379	627,25	3,24
1,5	14745,07	6807,51	2491,917	627,25	3,09
1,6	13992,31	6807,51	2364,701	627,25	2,94
1,7	13325,99	6807,51	2252,092	627,25	2,79
1,8	12735,54	6807,51	2152,306	627,25	2,64
1,9	12206,13	6807,51	2062,836	627,25	2,50
2	11728,48	6807,51	1982,114	627,25	2,37

Gráfico β vs γ



t = 1,3 mm

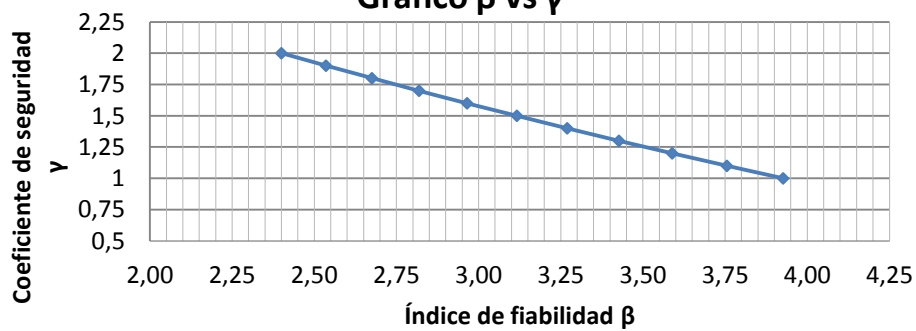
Curva interacción Momento-Axil



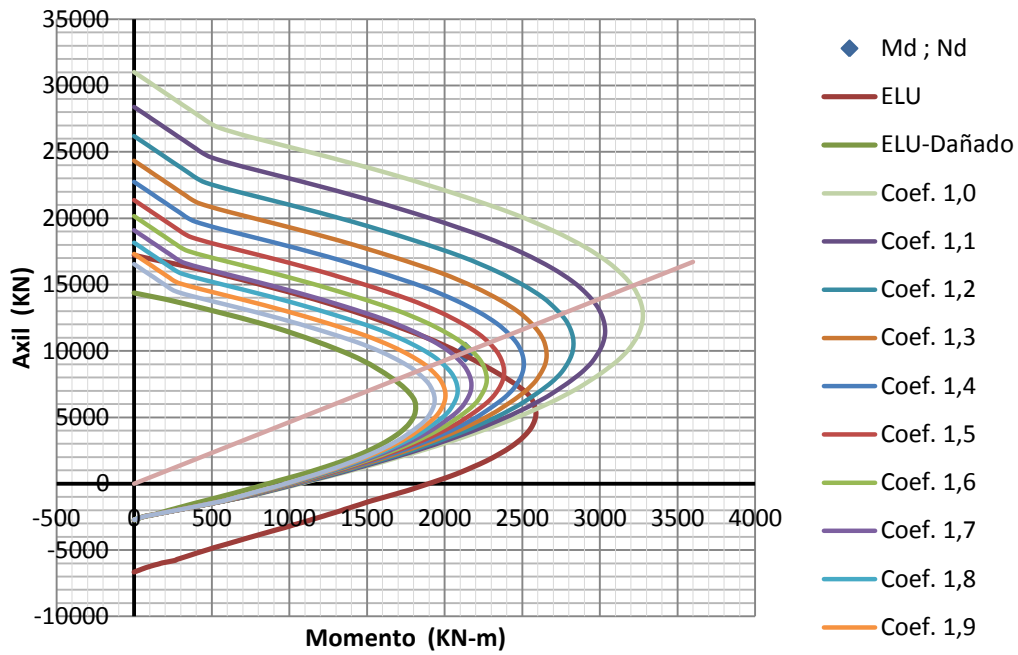
	μ_x	σ_x	λ	COV_x
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitud	6807,51	627,25		0,09

γ_{cc}	μ_{XR}	μ_{Xs}	σ_{XR}	σ_{Xs}	β
1	20880,97	6807,51	3528,883	627,25	3,93
1,1	19249,24	6807,51	3253,121	627,25	3,76
1,2	17887,98	6807,51	3023,069	627,25	3,59
1,3	16734,69	6807,51	2828,163	627,25	3,43
1,4	15746,71	6807,51	2661,193	627,25	3,27
1,5	14888,68	6807,51	2516,187	627,25	3,12
1,6	14125,25	6807,51	2387,167	627,25	2,96
1,7	13457,57	6807,51	2274,33	627,25	2,82
1,8	12858,52	6807,51	2173,091	627,25	2,68
1,9	12321,40	6807,51	2082,317	627,25	2,54
2	11839,63	6807,51	2000,898	627,25	2,40

Gráfico β vs γ



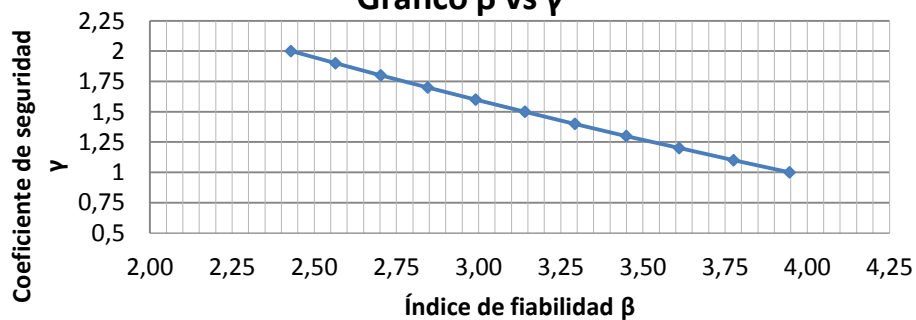
Curva interacción Momento-Axil



	μ_x	σ_x	λ	COV_x
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitación	6807,51	627,25		0,09

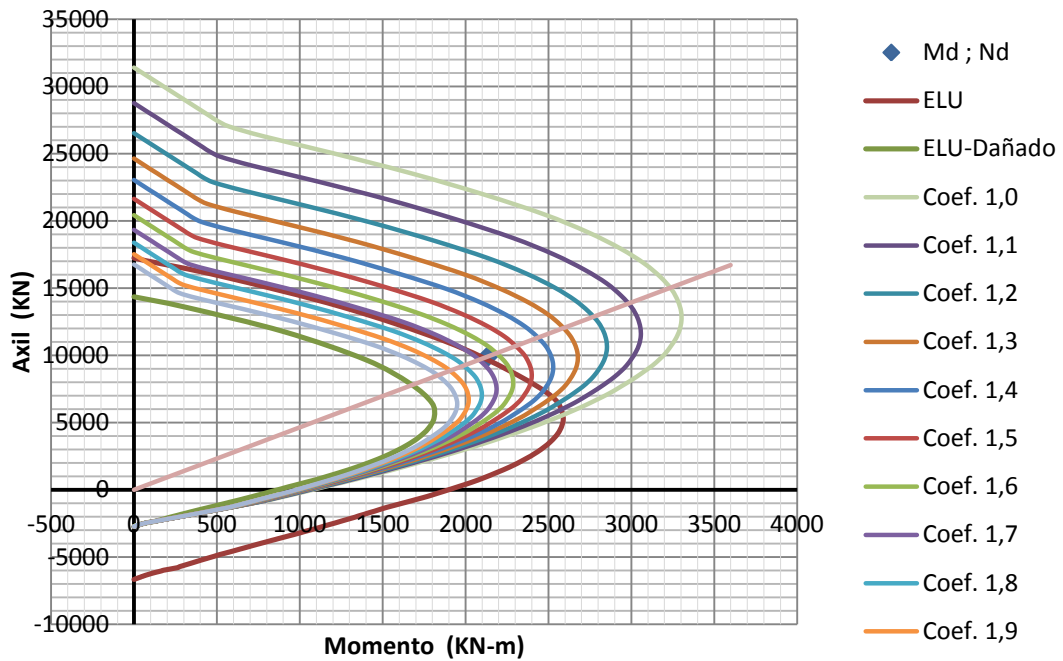
γ_{cc}	μ_{xR}	μ_{xS}	σ_{xR}	σ_{xS}	β
1	21084,59	6807,51	3563,296	627,25	3,95
1,1	19428,55	6807,51	3283,425	627,25	3,78
1,2	18051,20	6807,51	3050,652	627,25	3,61
1,3	16885,16	6807,51	2853,593	627,25	3,45
1,4	15886,81	6807,51	2684,871	627,25	3,29
1,5	15020,02	6807,51	2538,384	627,25	3,14
1,6	14251,38	6807,51	2408,484	627,25	2,99
1,7	13573,69	6807,51	2293,953	627,25	2,85
1,8	12967,06	6807,51	2191,433	627,25	2,70
1,9	12428,83	6807,51	2100,472	627,25	2,56
2	11939,65	6807,51	2017,801	627,25	2,43

Gráfico β vs γ



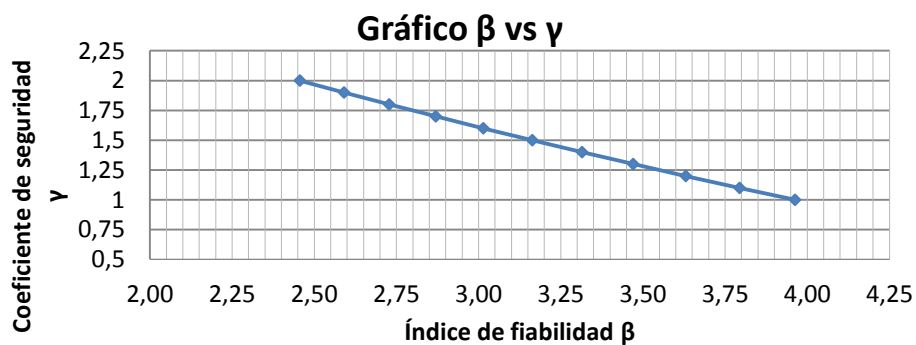
t = 1,5 mm

Curva interacción Momento-Axil

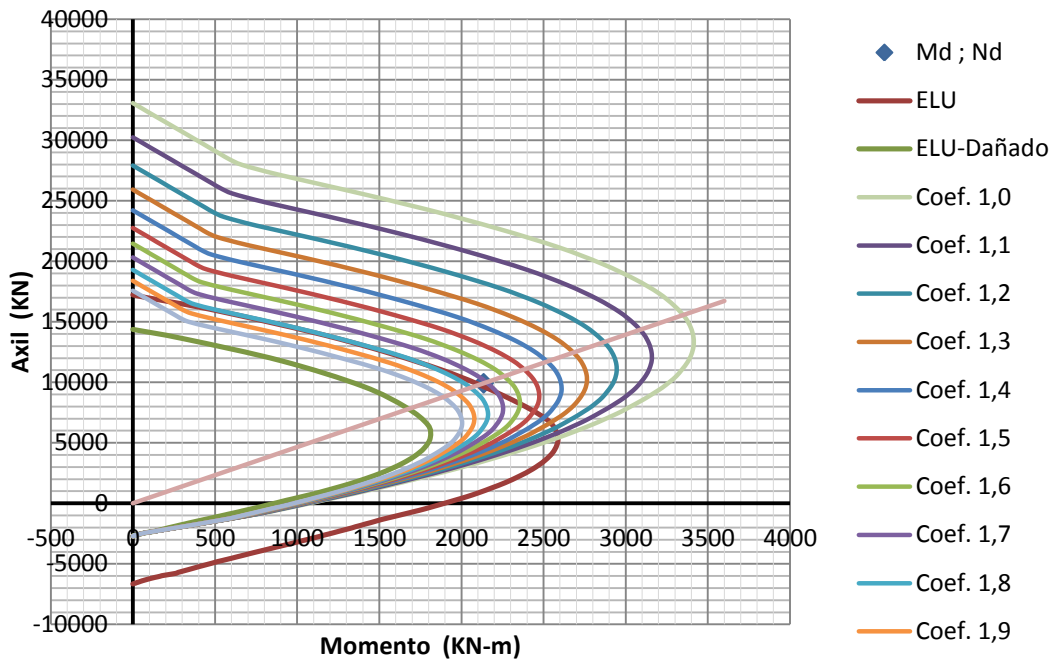


	μ_x	σ_x	λ	COV_x
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitud	6807,51	627,25		0,09

γ_{cc}	μ_{XR}	μ_{Xs}	σ_{XR}	σ_{Xs}	β
1	21261,92	6807,51	3593,265	627,25	3,96
1,1	19595,56	6807,51	3311,649	627,25	3,79
1,2	18208,91	6807,51	3077,306	627,25	3,63
1,3	17028,57	6807,51	2877,828	627,25	3,47
1,4	16018,37	6807,51	2707,104	627,25	3,31
1,5	15141,86	6807,51	2558,974	627,25	3,16
1,6	14366,31	6807,51	2427,906	627,25	3,01
1,7	13682,56	6807,51	2312,353	627,25	2,87
1,8	13071,84	6807,51	2209,142	627,25	2,73
1,9	12527,68	6807,51	2117,179	627,25	2,59
2	12035,03	6807,51	2033,92	627,25	2,46

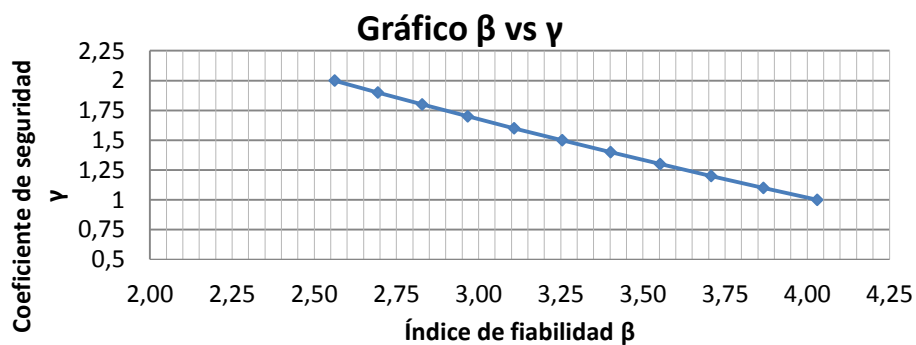


Curva interacción Momento-Axil

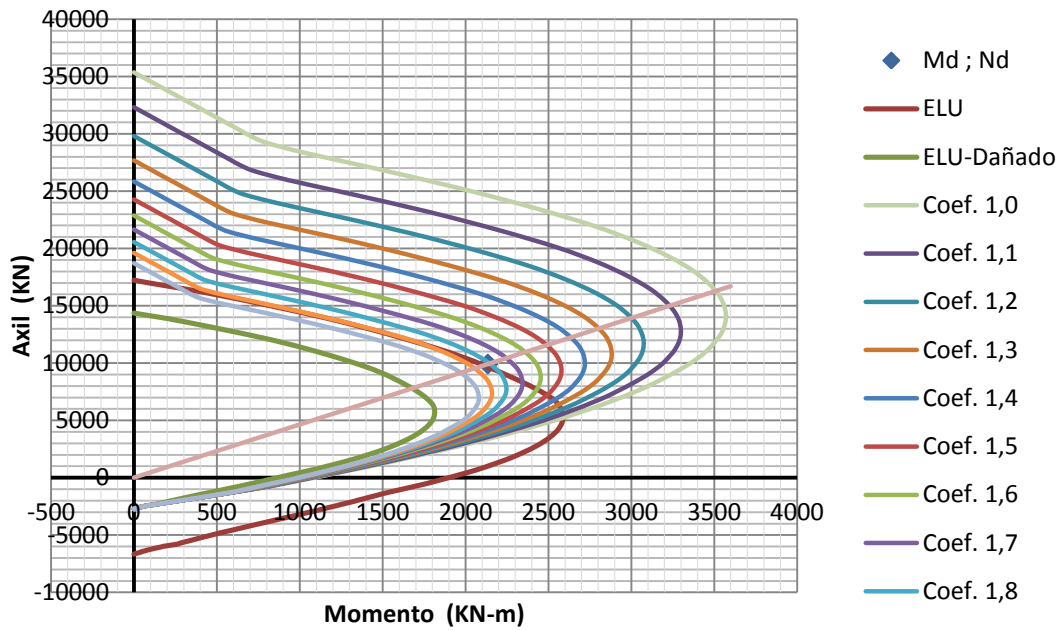


	μ_x	σ_x	λ	COV_x
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitación	6807,51	627,25		0,09

γ_{cc}	μ_{XR}	μ_{Xs}	σ_{XR}	σ_{Xs}	β
1	22010,32	6807,51	3719,745	627,25	4,03
1,1	20278,92	6807,51	3427,137	627,25	3,87
1,2	18837,23	6807,51	3183,491	627,25	3,71
1,3	17612,80	6807,51	2976,563	627,25	3,55
1,4	16567,02	6807,51	2799,827	627,25	3,40
1,5	15657,97	6807,51	2646,197	627,25	3,25
1,6	14844,48	6807,51	2508,717	627,25	3,11
1,7	14134,44	6807,51	2388,72	627,25	2,97
1,8	13498,61	6807,51	2281,265	627,25	2,83
1,9	12931,08	6807,51	2185,353	627,25	2,69
2	12419,97	6807,51	2098,975	627,25	2,56

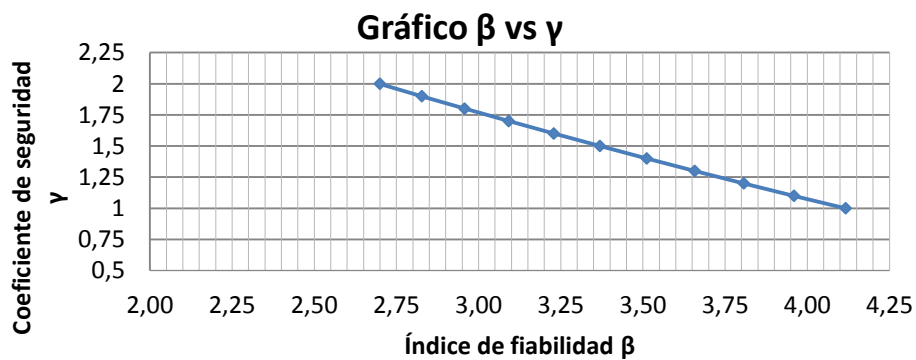


Curva interacción Momento-Axil



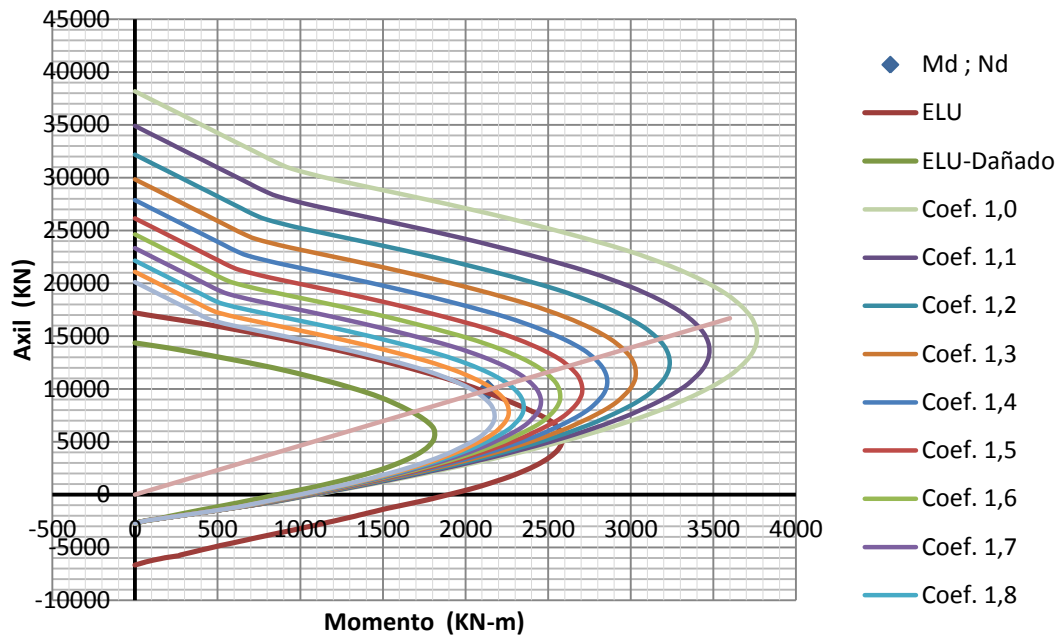
	μ_x	σ_x	λ	COV_x
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitud	6807,51	627,25		0,09

γ_{cc}	μ_{XR}	μ_{Xs}	σ_{XR}	σ_{Xs}	β
1	23052,40	6807,51	3895,856	627,25	4,12
1,1	21228,04	6807,51	3587,539	627,25	3,96
1,2	19712,29	6807,51	3331,376	627,25	3,81
1,3	18423,96	6807,51	3113,649	627,25	3,66
1,4	17317,89	6807,51	2926,723	627,25	3,51
1,5	16357,00	6807,51	2764,333	627,25	3,37
1,6	15508,05	6807,51	2620,861	627,25	3,23
1,7	14758,10	6807,51	2494,119	627,25	3,091
1,8	14088,47	6807,51	2380,951	627,25	2,96
1,9	13494,47	6807,51	2280,566	627,25	2,83
2	12955,68	6807,51	2189,511	627,25	2,70



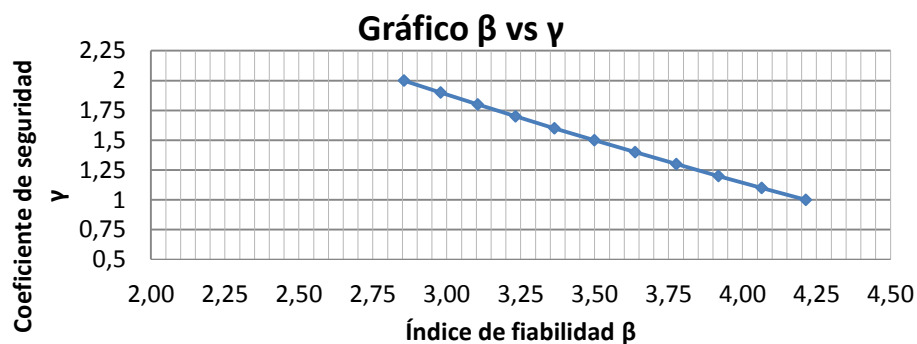
t = 5,0 mm

Curva interacción Momento-Axil

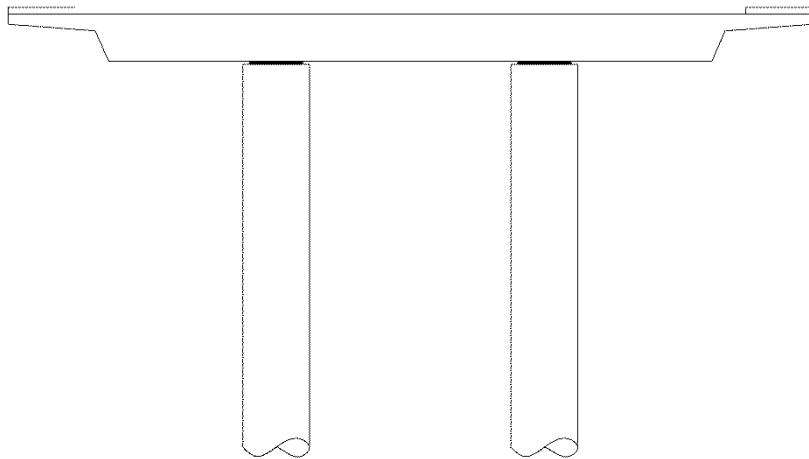


	μ_x	σ_x	λ	COV_x
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitación	6807,51	627,25		0,09

γ_{cc}	μ_{XR}	μ_{XS}	σ_{XR}	σ_{XS}	β
1	24345,82	6807,51	4114,443	627,25	4,21
1,1	22413,13	6807,51	3787,819	627,25	4,06
1,2	20797,54	6807,51	3514,784	627,25	3,92
1,3	19431,77	6807,51	3283,97	627,25	3,78
1,4	18258,24	6807,51	3085,642	627,25	3,64
1,5	17229,75	6807,51	2911,827	627,25	3,50
1,6	16325,59	6807,51	2759,025	627,25	3,36
1,7	15530,42	6807,51	2624,641	627,25	3,23
1,8	14826,92	6807,51	2505,75	627,25	3,10
1,9	14194,50	6807,51	2398,871	627,25	2,98
2	13619,77	6807,51	2301,742	627,25	2,86



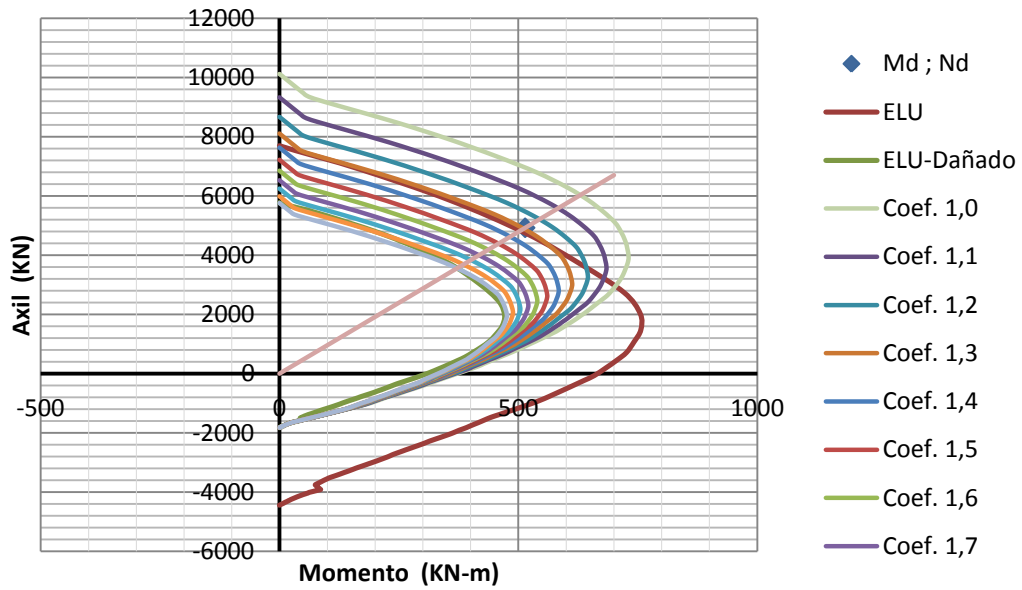
2) PUENTE TRES VANOS, LOSA MACIZA, FUSTE DOBLE



Tres vanos (losa maciza con fuste doble)

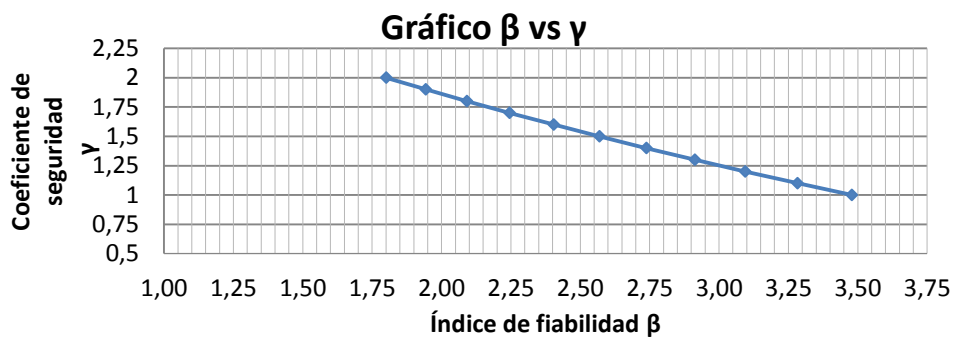
t = 0,4 mm

Curva interacción Momento-Axil



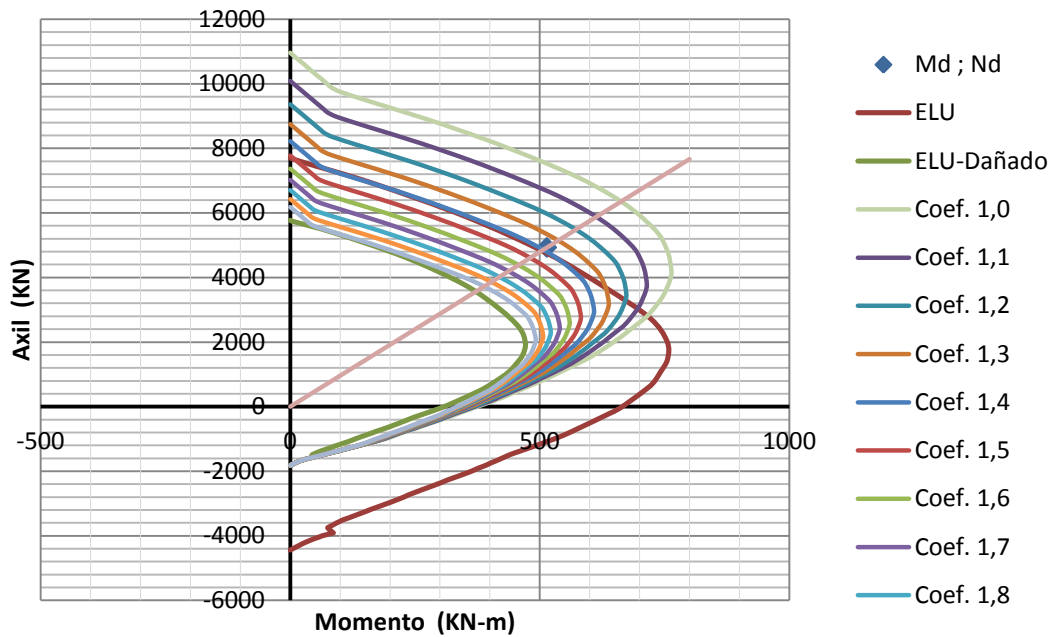
	μ_x	σ_x	λ	COV_x
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitud	3343,03	305,40		0,09

γ_{cc}	μ_{XR}	μ_{Xs}	σ_{XR}	σ_{Xs}	β
1	8386,11	3343,03	1417,253	305,40	3,48
1,1	7767,15	3343,03	1312,648	305,40	3,28
1,2	7250,27	3343,03	1225,295	305,40	3,09
1,3	6812,79	3343,03	1151,361	305,40	2,91
1,4	6437,01	3343,03	1087,855	305,40	2,74
1,5	6108,90	3343,03	1032,404	305,40	2,57
1,6	5818,47	3343,03	983,3216	305,40	2,40
1,7	5561,88	3343,03	939,9572	305,40	2,25
1,8	5333,32	3343,03	901,3311	305,40	2,09
1,9	5128,67	3343,03	866,7447	305,40	1,94
2	4945,20	3343,03	835,7393	305,40	1,80



t = 0,6 mm

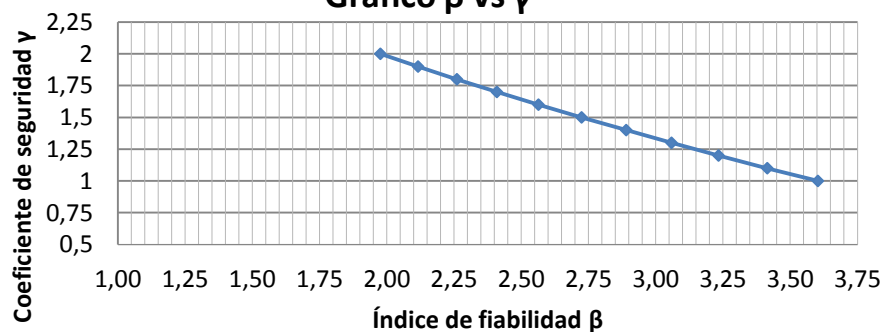
Curva interacción Momento-Axil



	μ_x	σ_x	λ	COV_x
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitud	3343,03	305,40		0,09

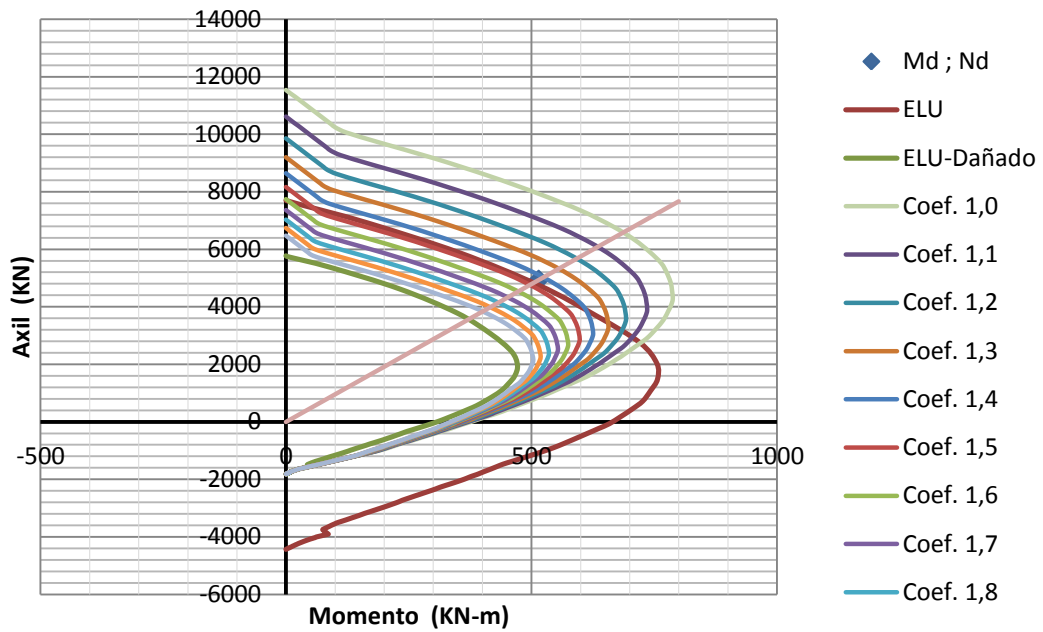
γ_{cc}	μ_{xR}	μ_{xS}	σ_{xR}	σ_{xS}	β
1	8832,44	3343,03	1492,683	305,40	3,60
1,1	8173,88	3343,03	1381,386	305,40	3,41
1,2	7625,12	3343,03	1288,645	305,40	3,23
1,3	7160,12	3343,03	1210,06	305,40	3,06
1,4	6761,02	3343,03	1142,612	305,40	2,89
1,5	6408,39	3343,03	1083,018	305,40	2,72
1,6	6099,10	3343,03	1030,747	305,40	2,56
1,7	5826,97	3343,03	984,7579	305,40	2,41
1,8	5585,74	3343,03	943,9894	305,40	2,26
1,9	5368,71	3343,03	907,3112	305,40	2,12
2	5172,57	3343,03	874,1652	305,40	1,98

Gráfico β vs γ



t = 0,8 mm

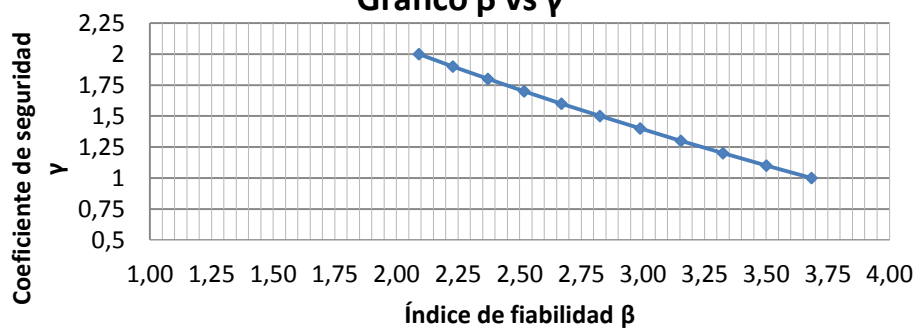
Curva interacción Momento-Axil



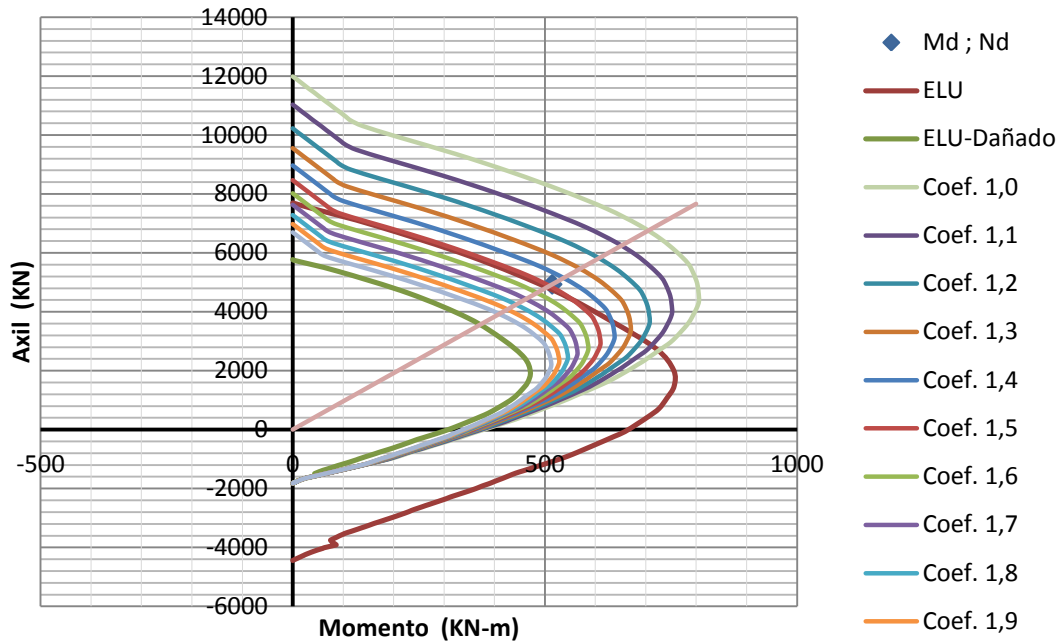
	μ_x	σ_x	λ	COV_x
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitud	3343,03	305,40		0,09

γ_{cc}	μ_{XR}	μ_{Xs}	σ_{XR}	σ_{Xs}	β
1	9148,93	3343,03	1546,169	305,40	3,68
1,1	8462,50	3343,03	1430,163	305,40	3,50
1,2	7891,97	3343,03	1333,742	305,40	3,32
1,3	7406,66	3343,03	1251,726	305,40	3,15
1,4	6989,37	3343,03	1181,204	305,40	2,99
1,5	6619,25	3343,03	1118,654	305,40	2,83
1,6	6299,51	3343,03	1064,618	305,40	2,67
1,7	6016,23	3343,03	1016,743	305,40	2,52
1,8	5763,42	3343,03	974,0173	305,40	2,37
1,9	5536,78	3343,03	935,716	305,40	2,23
2	5332,85	3343,03	901,2523	305,40	2,09

Gráfico β vs γ



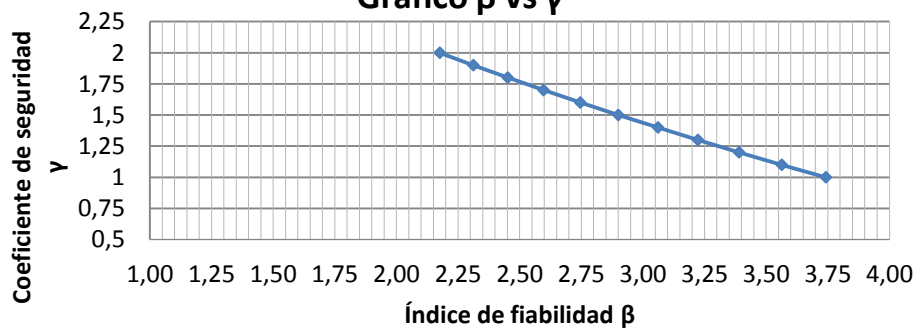
Curva interacción Momento-Axil



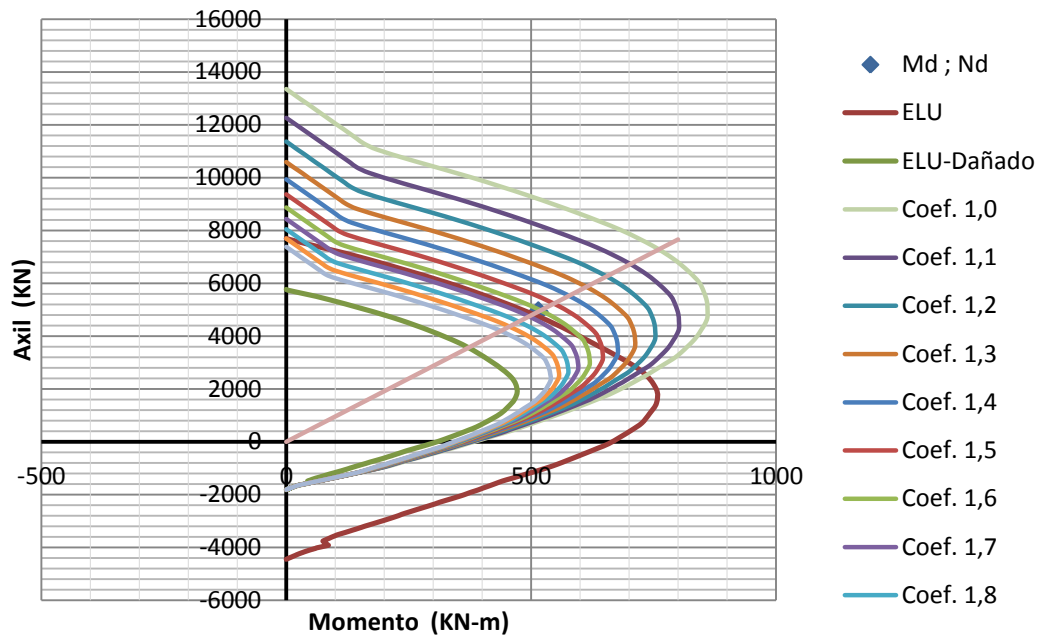
	μ_x	σ_x	λ	COV_x
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitación	3343,03	305,40		0,09

γ_{cc}	μ_{XR}	μ_{Xs}	σ_{XR}	σ_{Xs}	β
1	9391,44	3343,03	1587,153	305,40	3,74
1,1	8684,72	3343,03	1467,717	305,40	3,56
1,2	8094,35	3343,03	1367,946	305,40	3,39
1,3	7596,09	3343,03	1283,739	305,40	3,22
1,4	7166,36	3343,03	1211,115	305,40	3,06
1,5	6783,72	3343,03	1146,449	305,40	2,90
1,6	6452,28	3343,03	1090,435	305,40	2,75
1,7	6160,11	3343,03	1041,058	305,40	2,60
1,8	5899,04	3343,03	996,9373	305,40	2,45
1,9	5667,32	3343,03	957,7778	305,40	2,31
2	5456,89	3343,03	922,2143	305,40	2,18

Gráfico β vs γ



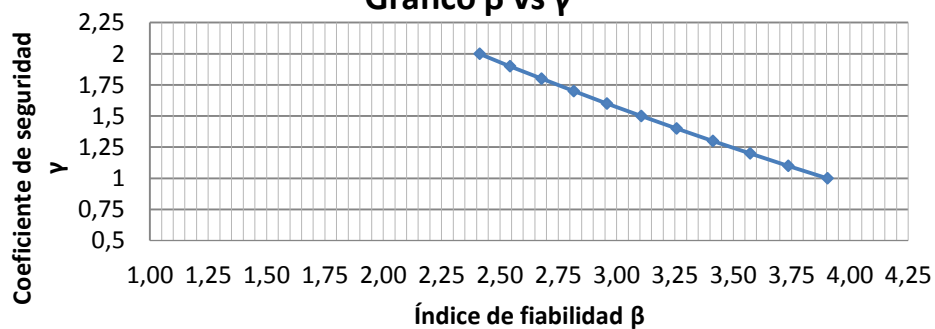
Curva interacción Momento-Axil



	μ_x	σ_x	λ	COV_x
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitud	3343,03	305,40		0,09

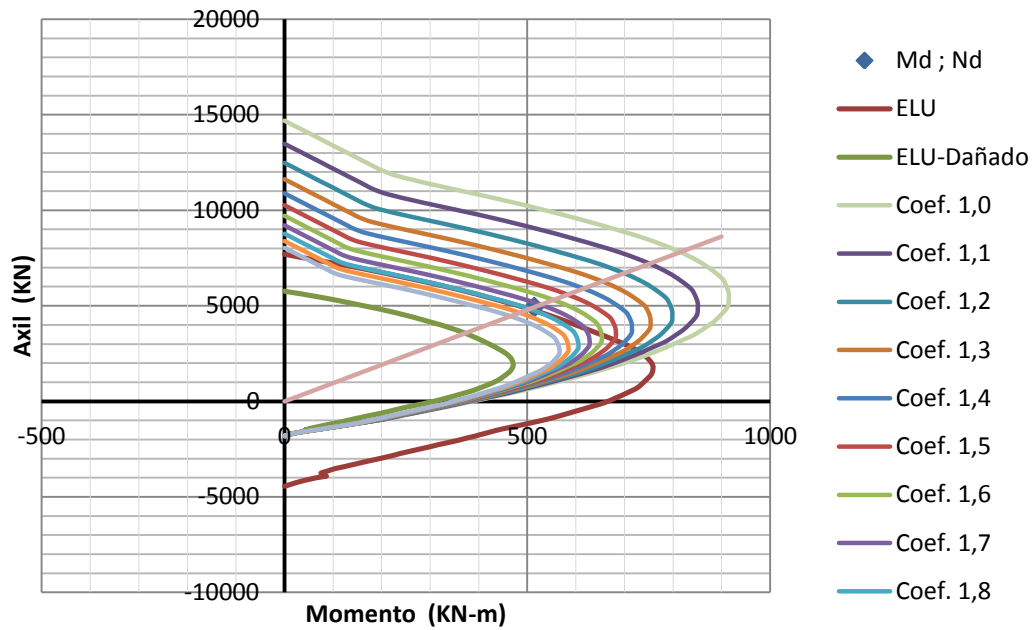
γ_{cc}	μ_{XR}	μ_{XS}	σ_{XR}	σ_{XS}	β
1	10132,10	3343,03	1712,325	305,40	3,90
1,1	9361,22	3343,03	1582,046	305,40	3,74
1,2	8715,82	3343,03	1472,974	305,40	3,57
1,3	8165,34	3343,03	1379,942	305,40	3,41
1,4	7691,28	3343,03	1299,827	305,40	3,26
1,5	7278,33	3343,03	1230,038	305,40	3,11
1,6	6916,73	3343,03	1168,928	305,40	2,96
1,7	6598,76	3343,03	1115,19	305,40	2,82
1,8	6315,53	3343,03	1067,324	305,40	2,68
1,9	6060,68	3343,03	1024,254	305,40	2,54
2	5832,67	3343,03	985,7208	305,40	2,41

Gráfico β vs γ



t = 4,0 mm

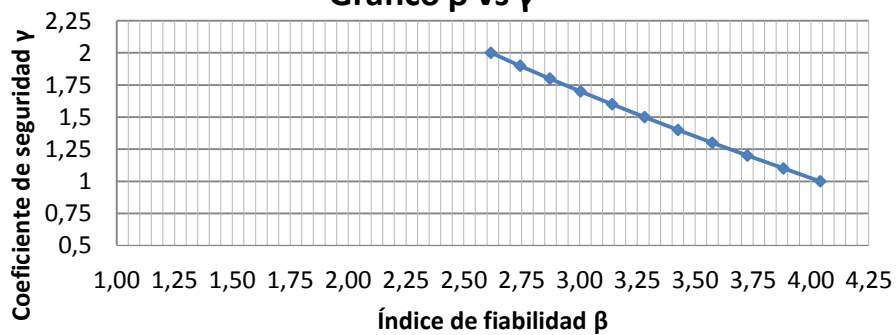
Curva interacción Momento-Axil



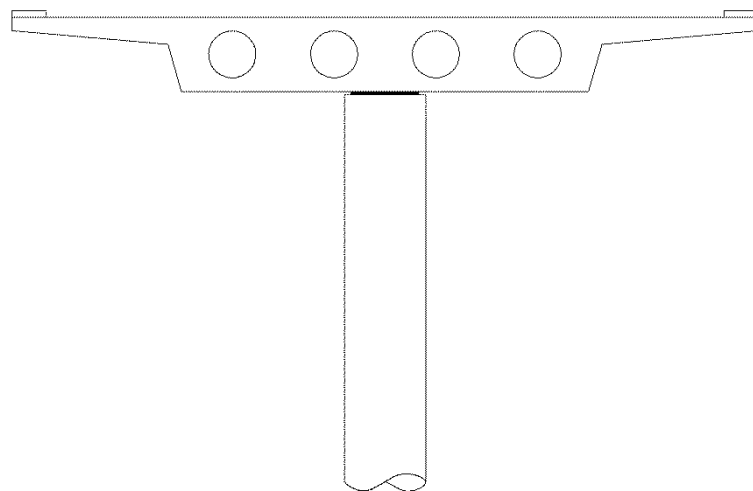
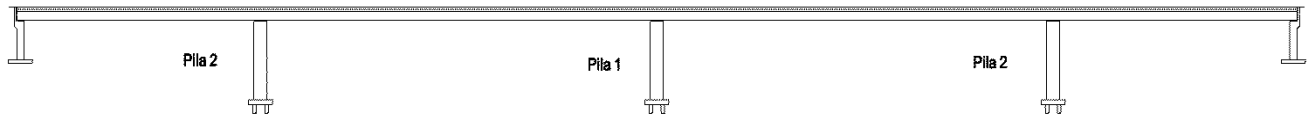
	μ_x	σ_x	λ	COV_x
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitud	3343,03	305,40		0,09

γ_{cc}	μ_{XR}	μ_{Xs}	σ_{XR}	σ_{Xs}	β
1	10861,08	3343,03	1835,522	305,40	4,04
1,1	10023,41	3343,03	1693,956	305,40	3,88
1,2	9320,70	3343,03	1575,198	305,40	3,73
1,3	8723,31	3343,03	1474,24	305,40	3,57
1,4	8208,91	3343,03	1387,305	305,40	3,43
1,5	7762,99	3343,03	1311,946	305,40	3,28
1,6	7372,10	3343,03	1245,885	305,40	3,14
1,7	7027,62	3343,03	1187,667	305,40	3,00
1,8	6720,84	3343,03	1135,821	305,40	2,87
1,9	6447,34	3343,03	1089,6	305,40	2,74
2	6198,24	3343,03	1047,503	305,40	2,62

Gráfico β vs γ



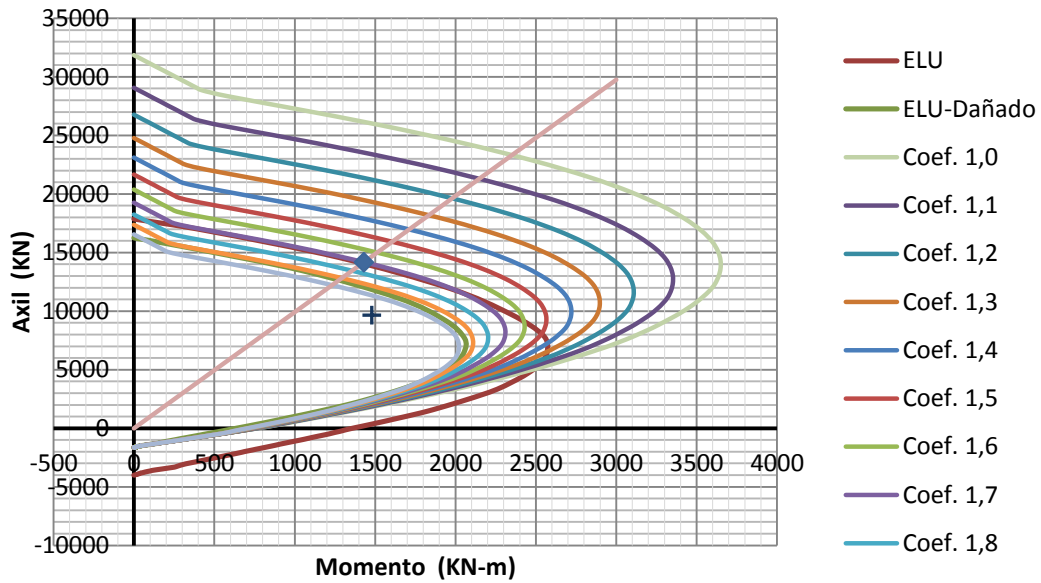
3) PUENTE CUATRO VANOS, LOSA ALIGERADA, PILA 1, FUSTE ÚNICO



Puente cuatro vanos, P-1 (losa aligerada con fuste único)

t = 0,8 mm

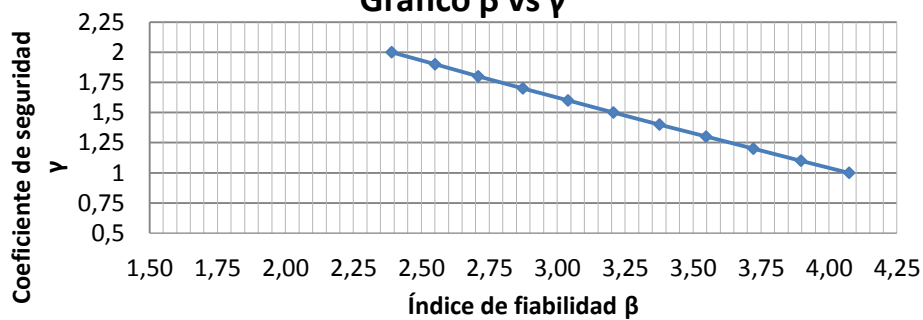
Curva interacción Momento-Axil



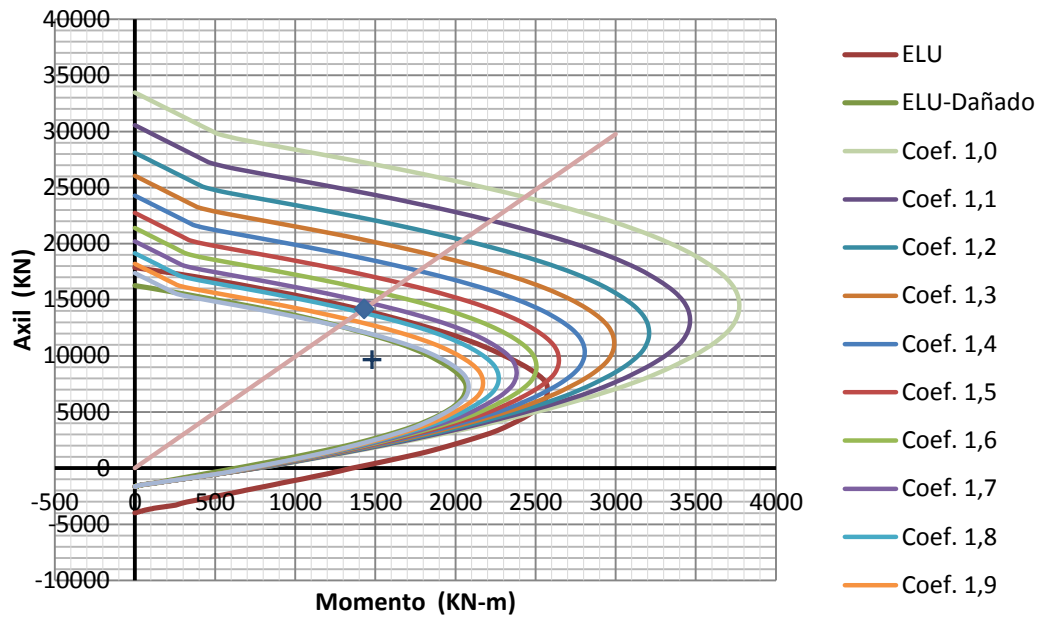
	μ_x	σ_x	λ	COV_x
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitud	9805,63	889,10		0,09

γ_{cc}	μ_{XR}	μ_{Xs}	σ_{XR}	σ_{Xs}	β
1	32411,64	9805,63	5477,567	889,10	4,07
1,1	29608,00	9805,63	5003,751	889,10	3,90
1,2	27276,02	9805,63	4609,648	889,10	3,72
1,3	25294,28	9805,63	4274,734	889,10	3,55
1,4	23601,34	9805,63	3988,626	889,10	3,38
1,5	22133,96	9805,63	3740,639	889,10	3,21
1,6	20850,58	9805,63	3523,748	889,10	3,04
1,7	19712,60	9805,63	3331,429	889,10	2,87
1,8	18697,74	9805,63	3159,918	889,10	2,71
1,9	17807,62	9805,63	3009,487	889,10	2,55
2	16990,70	9805,63	2871,429	889,10	2,39

Gráfico β vs γ



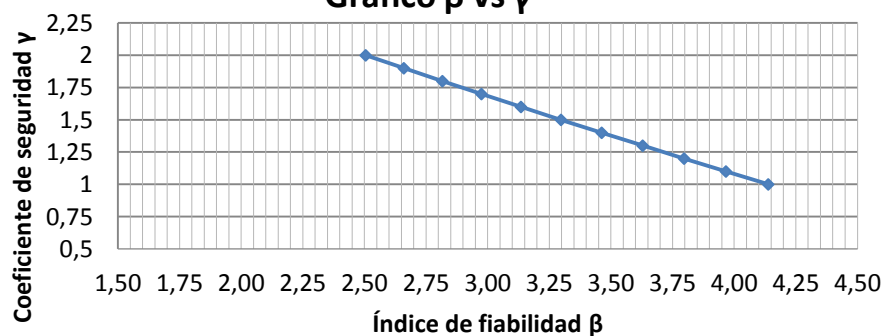
Curva interacción Momento-Axil



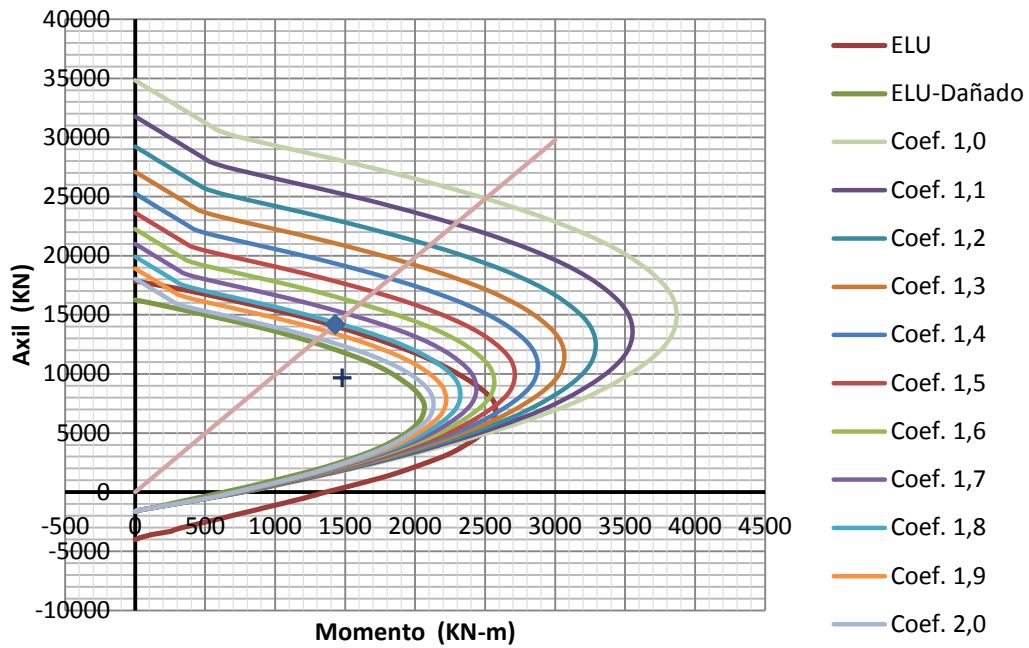
	μ_x	σ_x	λ	COV_x
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitud	9805,63	889,10		0,09

γ_{cc}	μ_{XR}	μ_{Xs}	σ_{XR}	σ_{Xs}	β
1	33565,33	9805,63	5672,541	889,10	4,14
1,1	30654,50	9805,63	5180,611	889,10	3,97
1,2	28231,41	9805,63	4771,109	889,10	3,80
1,3	26183,89	9805,63	4425,078	889,10	3,63
1,4	24425,92	9805,63	4127,981	889,10	3,46
1,5	22898,15	9805,63	3869,787	889,10	3,30
1,6	21566,11	9805,63	3644,673	889,10	3,13
1,7	20391,97	9805,63	3446,244	889,10	2,97
1,8	19348,60	9805,63	3269,913	889,10	2,82
1,9	18413,39	9805,63	3111,862	889,10	2,66
2	17569,35	9805,63	2969,22	889,10	2,50

Gráfico β vs γ

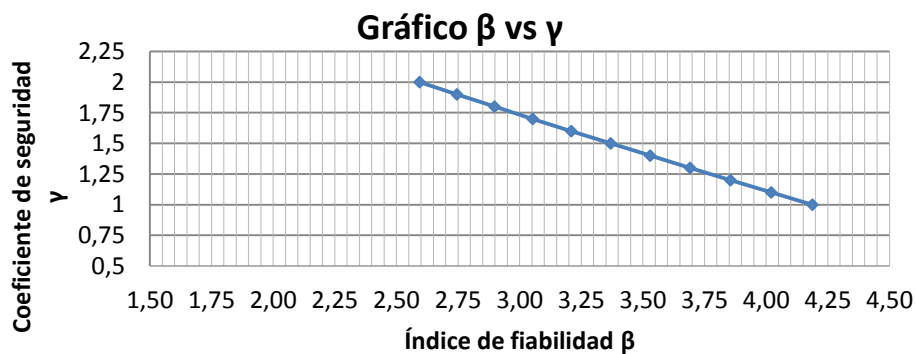


Curva interacción Momento-Axil

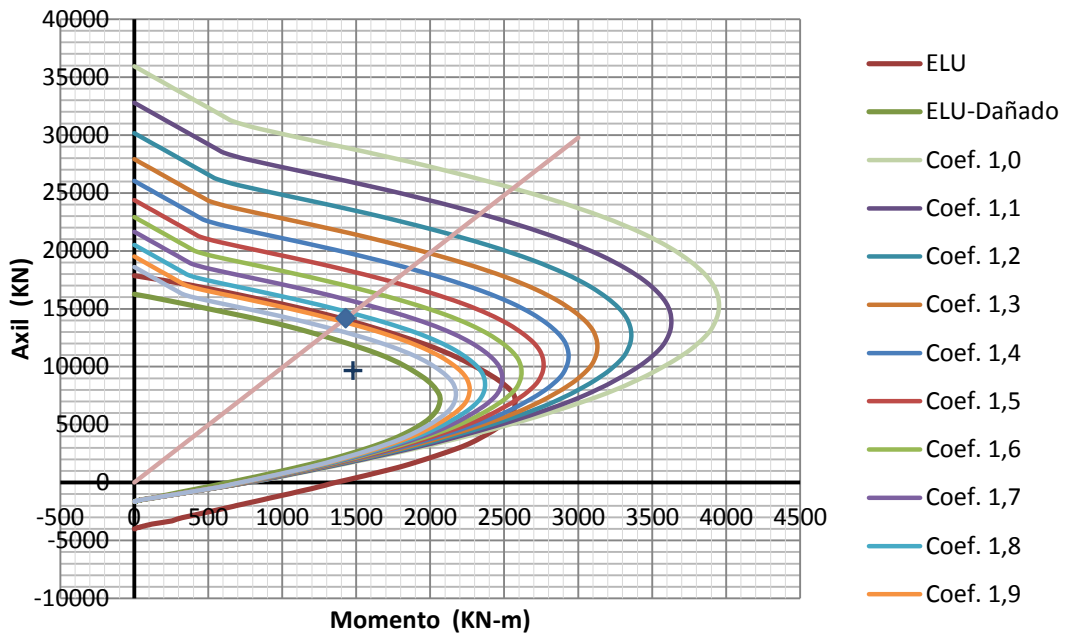


	μ_x	σ_x	λ	COV_x
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitud	9805,63	889,10		0,09

γ_{cc}	μ_{XR}	μ_{Xs}	σ_{XR}	σ_{Xs}	β
1	34507,13	9805,63	5831,705	889,10	4,19
1,1	31511,33	9805,63	5325,414	889,10	4,02
1,2	29018,13	9805,63	4904,065	889,10	3,85
1,3	26910,00	9805,63	4547,79	889,10	3,69
1,4	25104,54	9805,63	4242,667	889,10	3,53
1,5	23537,98	9805,63	3977,918	889,10	3,37
1,6	22155,86	9805,63	3744,341	889,10	3,21
1,7	20947,12	9805,63	3540,063	889,10	3,05
1,8	19872,11	9805,63	3358,386	889,10	2,90
1,9	18912,60	9805,63	3196,229	889,10	2,75
2	18044,82	9805,63	3049,574	889,10	2,59



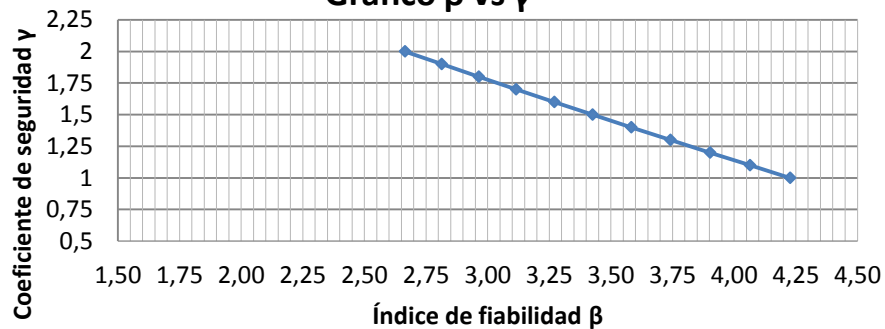
Curva interacción Momento-Axil



	μ_x	σ_x	λ	COV_x
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitud	9805,63	889,10		0,09

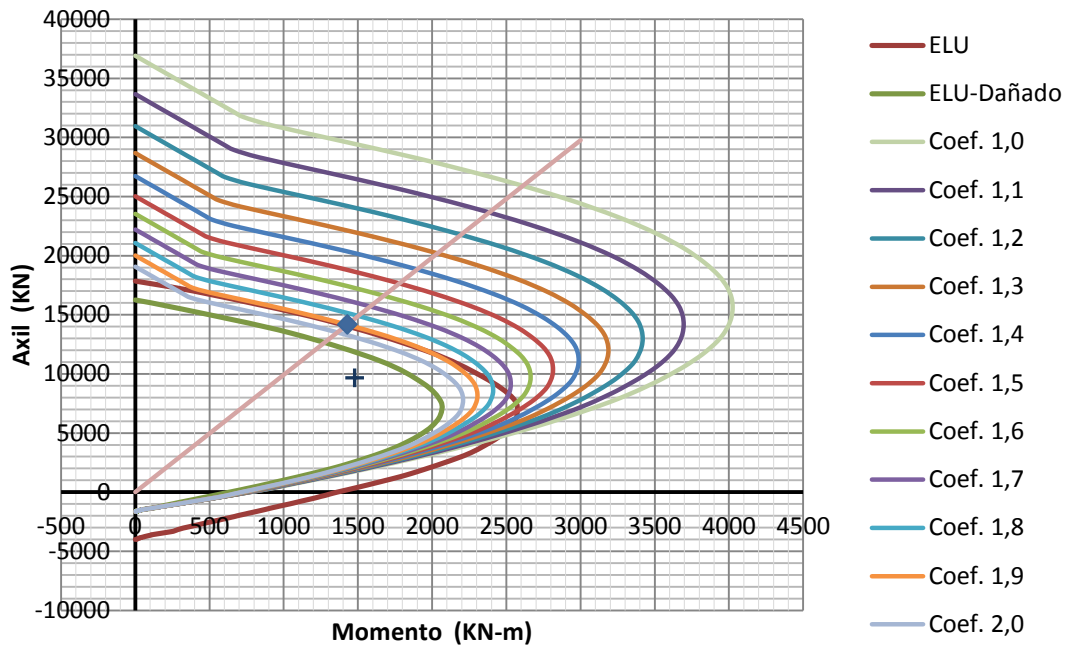
γ_{cc}	μ_{XR}	μ_{Xs}	σ_{XR}	σ_{Xs}	β
1	35304,25	9805,63	5966,419	889,10	4,23
1,1	32245,23	9805,63	5449,443	889,10	4,06
1,2	29689,88	9805,63	5017,59	889,10	3,90
1,3	27523,77	9805,63	4651,516	889,10	3,74
1,4	25672,05	9805,63	4338,576	889,10	3,58
1,5	24067,02	9805,63	4067,326	889,10	3,43
1,6	22665,42	9805,63	3830,457	889,10	3,27
1,7	21414,64	9805,63	3619,073	889,10	3,12
1,8	20318,57	9805,63	3433,839	889,10	2,96
1,9	19330,44	9805,63	3266,844	889,10	2,81
2	18441,23	9805,63	3116,567	889,10	2,66

Gráfico β vs γ



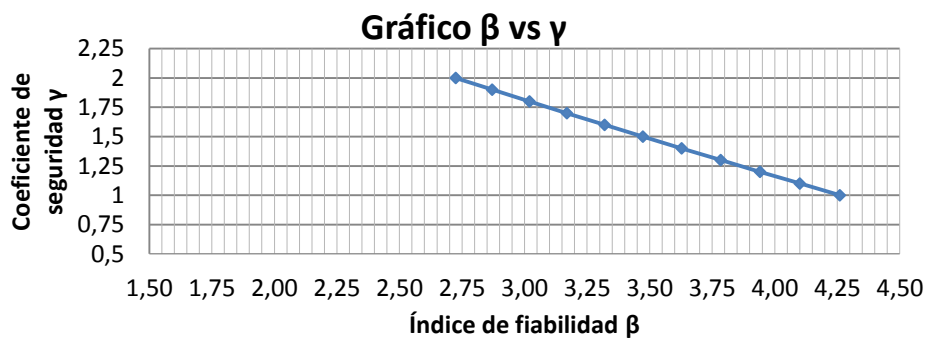
t = 1,6 mm

Curva interacción Momento-Axil



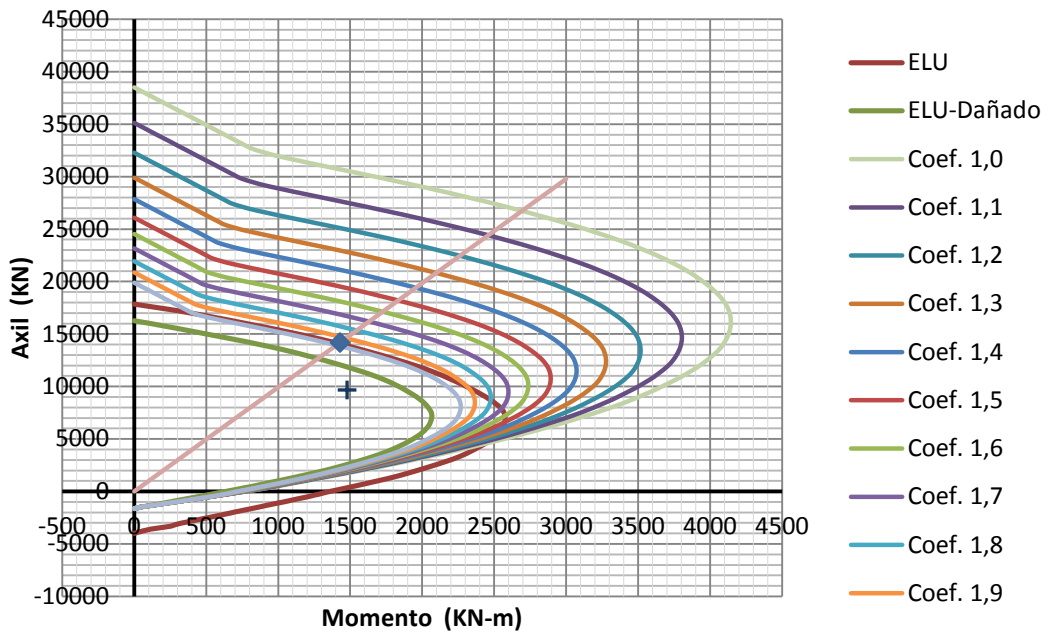
	μ_x	σ_x	λ	COV_x
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitación	9805,63	889,10		0,09

γ_{cc}	μ_{XR}	μ_{Xs}	σ_{XR}	σ_{Xs}	β
1	35993,90	9805,63	6082,97	889,10	4,26
1,1	32871,48	9805,63	5555,28	889,10	4,10
1,2	30262,96	9805,63	5114,44	889,10	3,94
1,3	28064,50	9805,63	4742,9	889,10	3,78
1,4	26172,75	9805,63	4423,195	889,10	3,63
1,5	24528,83	9805,63	4145,372	889,10	3,47
1,6	23094,70	9805,63	3903,004	889,10	3,32
1,7	21833,28	9805,63	3689,824	889,10	3,17
1,8	20709,22	9805,63	3499,858	889,10	3,02
1,9	19692,84	9805,63	3328,09	889,10	2,87
2	18791,14	9805,63	3175,703	889,10	2,72



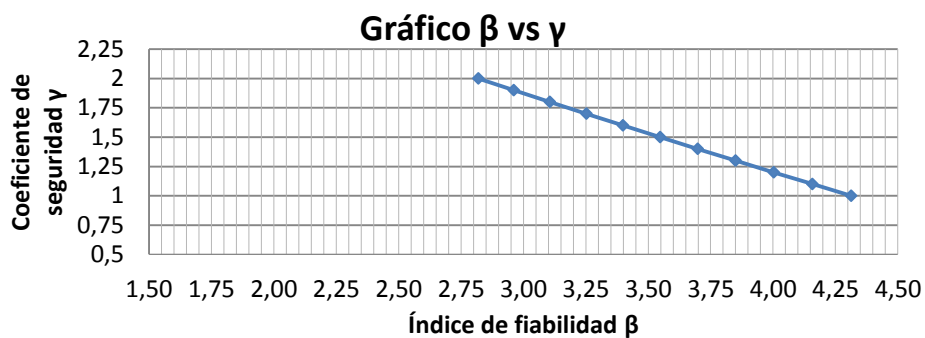
t = 2,0 mm

Curva interacción Momento-Axil



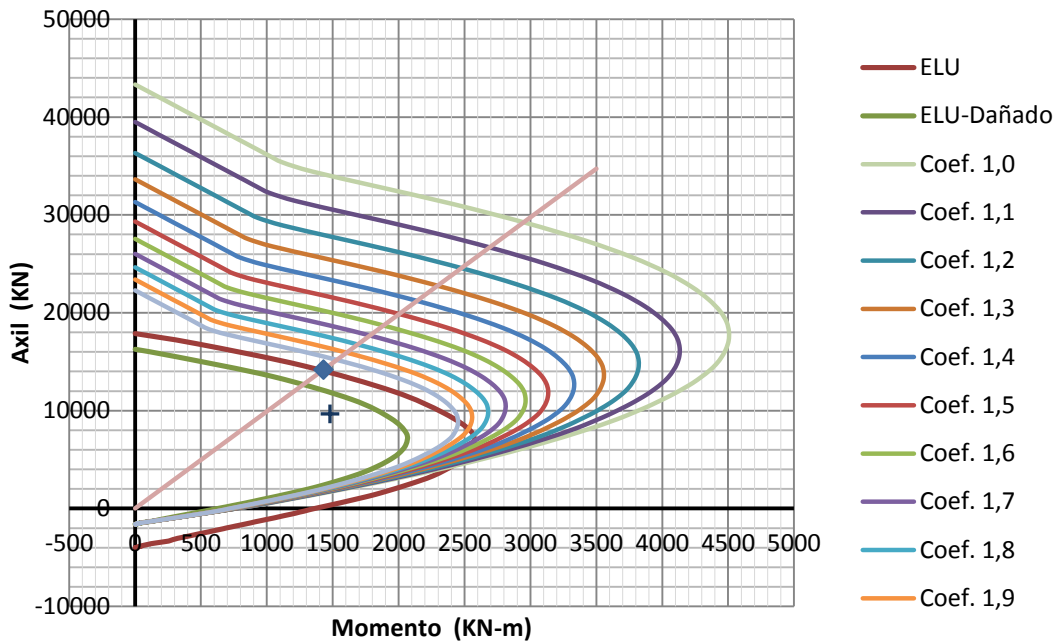
	μ_x	σ_x	λ	COV_x
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitud	9805,63	889,10		0,09

γ_{cc}	μ_{XR}	μ_{Xs}	σ_{XR}	σ_{Xs}	β
1	37154,24	9805,63	6279,066	889,10	4,31
1,1	33922,40	9805,63	5732,885	889,10	4,16
1,2	31222,91	9805,63	5276,673	889,10	4,00
1,3	28943,25	9805,63	4891,41	889,10	3,85
1,4	26989,73	9805,63	4561,265	889,10	3,70
1,5	25294,56	9805,63	4274,781	889,10	3,55
1,6	23809,21	9805,63	4023,757	889,10	3,40
1,7	22510,31	9805,63	3804,242	889,10	3,25
1,8	21341,51	9805,63	3606,716	889,10	3,11
1,9	20299,11	9805,63	3430,55	889,10	2,96
2	19367,35	9805,63	3273,082	889,10	2,82



t = 4,0 mm

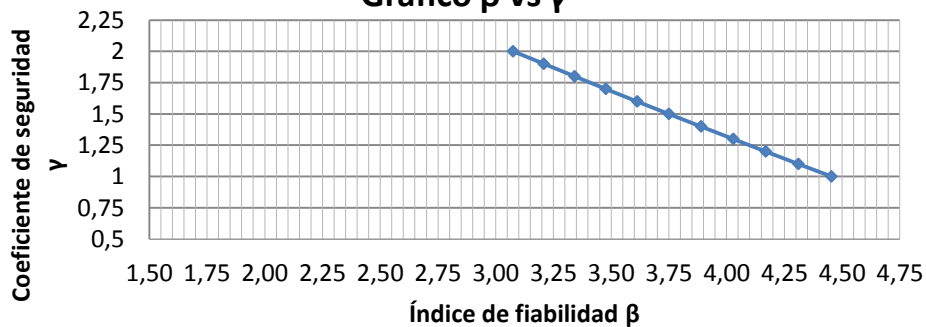
Curva interacción Momento-Axil



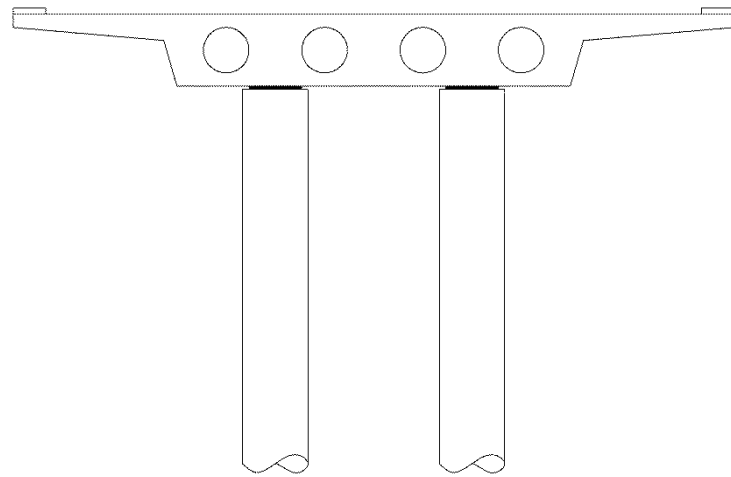
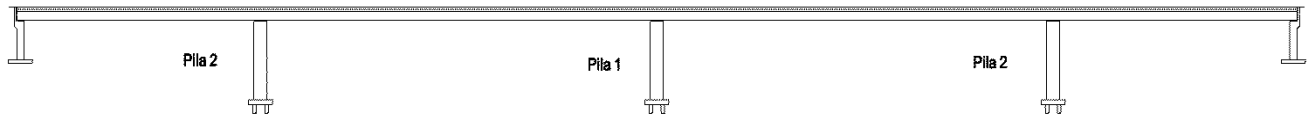
	μ_x	σ_x	λ	COV_x
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitud	9805,63	889,10		0,09

γ_{cc}	μ_{XR}	μ_{Xs}	σ_{XR}	σ_{Xs}	β
1	40675,09	9805,63	6874,091	889,10	4,45
1,1	37112,76	9805,63	6272,056	889,10	4,31
1,2	34153,41	9805,63	5771,926	889,10	4,17
1,3	31648,66	9805,63	5348,623	889,10	4,03
1,4	29500,81	9805,63	4985,637	889,10	3,89
1,5	27627,35	9805,63	4669,021	889,10	3,75
1,6	26002,58	9805,63	4394,436	889,10	3,61
1,7	24568,63	9805,63	4152,098	889,10	3,48
1,8	23285,36	9805,63	3935,226	889,10	3,34
1,9	22144,02	9805,63	3742,339	889,10	3,21
2	21112,07	9805,63	3567,94	889,10	3,07

Gráfico β vs γ



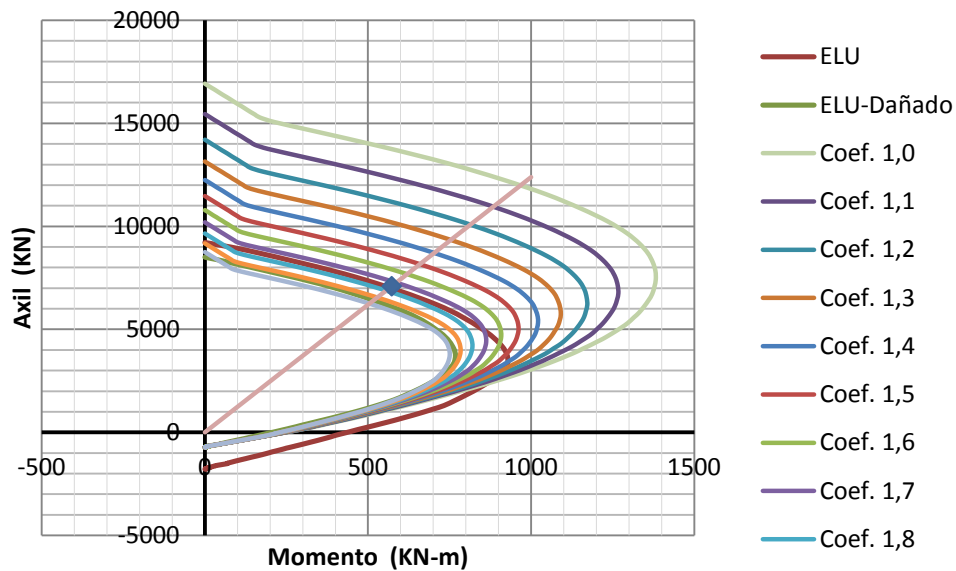
4) PUENTE CUATRO VANOS, LOSA ALIGERADA, PILA 1, FUSTE DOBLE



Puente cuatro vanos P-1 (losa aligerada con fuste doble)

t = 0,6 mm

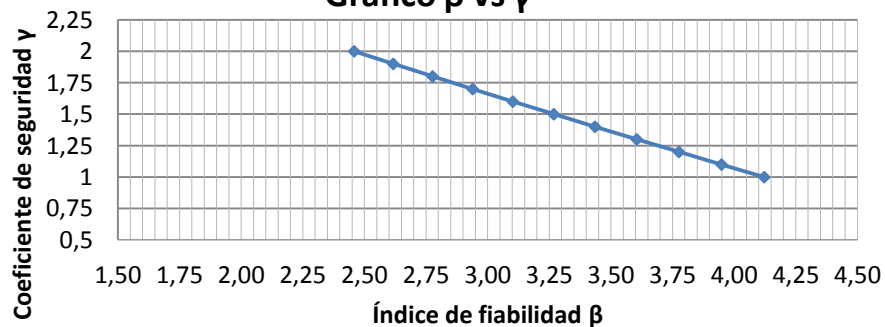
Curva interacción Momento-Axil



	μ_x	σ_x	λ	COV_x
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitud	4903,18	442,91		0,09

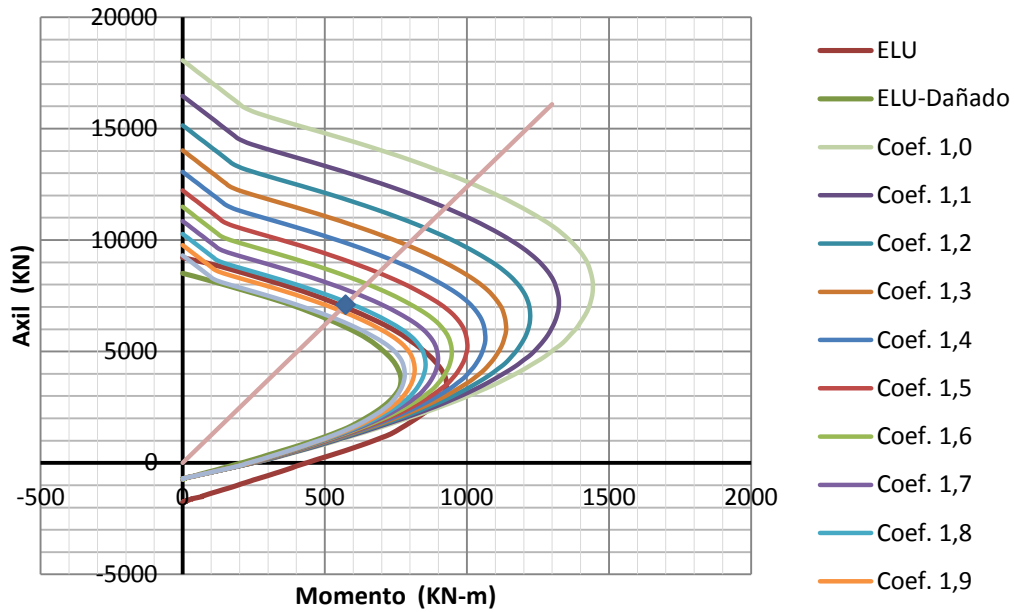
γ_{cc}	μ_{xR}	μ_{xs}	σ_{xR}	σ_{xs}	β
1	16631,23	4903,18	2810,678	442,91	4,12
1,1	15188,04	4903,18	2566,779	442,91	3,95
1,2	13978,68	4903,18	2362,398	442,91	3,78
1,3	12955,22	4903,18	2189,432	442,91	3,60
1,4	12080,16	4903,18	2041,547	442,91	3,44
1,5	11322,03	4903,18	1913,423	442,91	3,27
1,6	10655,55	4903,18	1800,787	442,91	3,10
1,7	10072,36	4903,18	1702,23	442,91	2,94
1,8	9549,44	4903,18	1613,855	442,91	2,78
1,9	9084,33	4903,18	1535,252	442,91	2,62
2	8663,08	4903,18	1464,061	442,91	2,46

Gráfico β vs γ



t = 0,8 mm

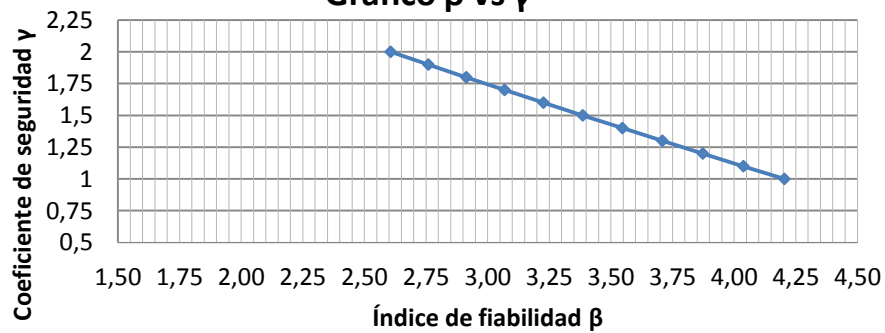
Curva interacción Momento-Axil



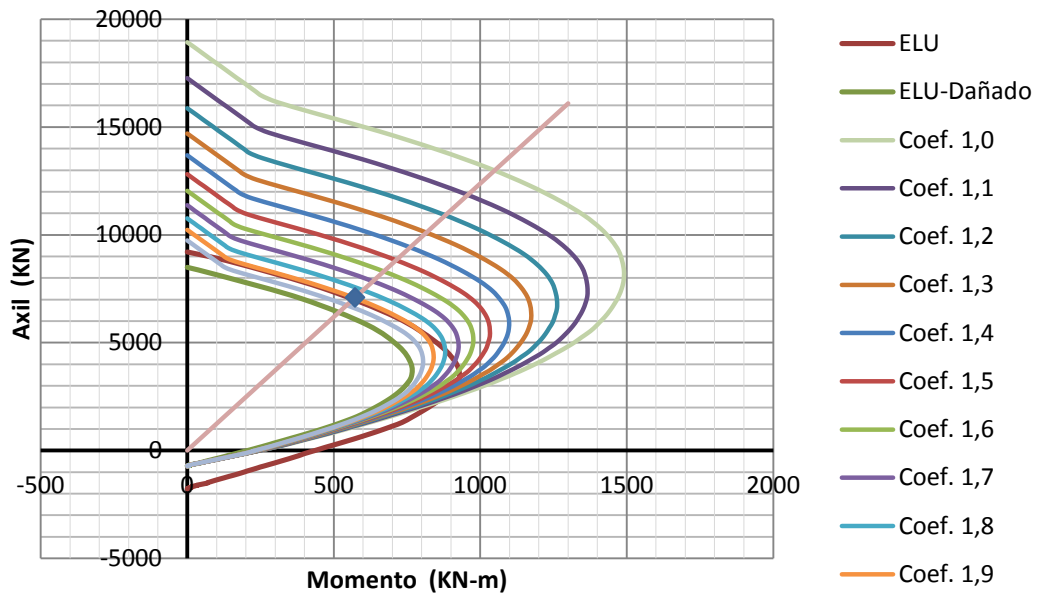
	μ_x	σ_x	λ	COV_x
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitud	4903,18	442,91		0,09

γ_{cc}	μ_{XR}	μ_{Xs}	σ_{XR}	σ_{Xs}	β
1	17413,46	4903,18	2942,874	442,91	4,20
1,1	15895,93	4903,18	2686,412	442,91	4,04
1,2	14631,75	4903,18	2472,766	442,91	3,87
1,3	13558,93	4903,18	2291,458	442,91	3,71
1,4	12640,20	4903,18	2136,194	442,91	3,55
1,5	11843,63	4903,18	2001,574	442,91	3,39
1,6	11145,64	4903,18	1883,613	442,91	3,23
1,7	10530,78	4903,18	1779,701	442,91	3,07
1,8	9985,59	4903,18	1687,565	442,91	2,91
1,9	9497,53	4903,18	1605,083	442,91	2,76
2	9055,23	4903,18	1530,334	442,91	2,61

Gráfico β vs γ



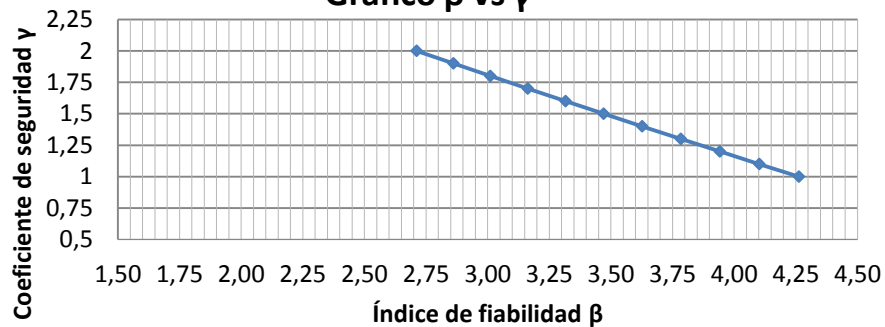
Curva interacción Momento-Axil



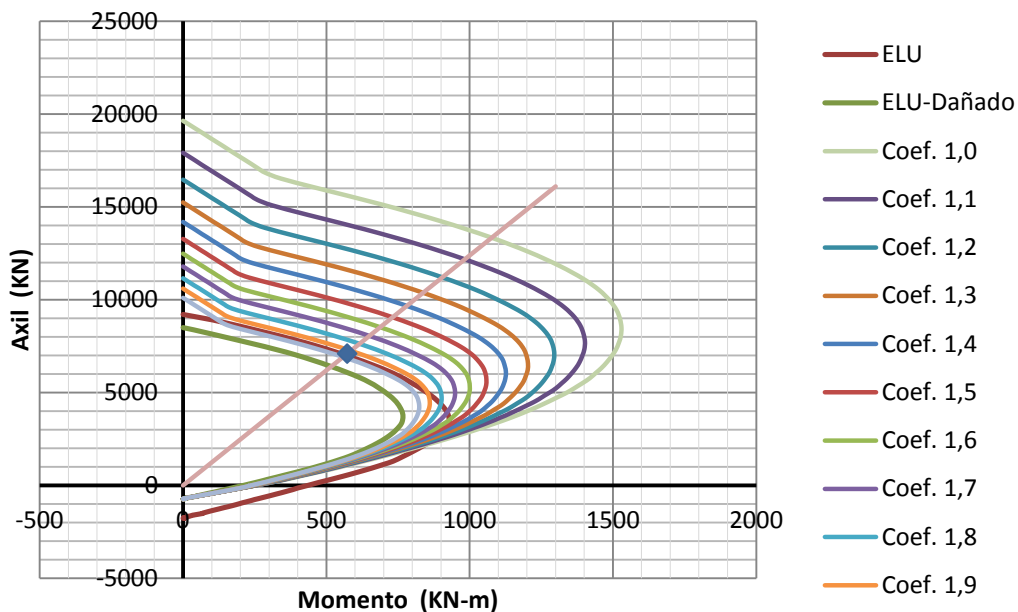
	μ_x	σ_x	λ	COV_x
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitación	4903,18	442,91		0,09

γ_{cc}	μ_{XR}	μ_{Xs}	σ_{XR}	σ_{Xs}	β
1	18022,70	4903,18	3045,837	442,91	4,26
1,1	16450,74	4903,18	2780,175	442,91	4,10
1,2	15136,42	4903,18	2558,054	442,91	3,94
1,3	14027,35	4903,18	2370,621	442,91	3,78
1,4	13077,39	4903,18	2210,078	442,91	3,63
1,5	12249,37	4903,18	2070,144	442,91	3,47
1,6	11527,89	4903,18	1948,214	442,91	3,32
1,7	10889,25	4903,18	1840,283	442,91	3,16
1,8	10320,64	4903,18	1744,188	442,91	3,01
1,9	9814,83	4903,18	1658,707	442,91	2,86
2	9355,07	4903,18	1581,006	442,91	2,71

Gráfico β vs γ



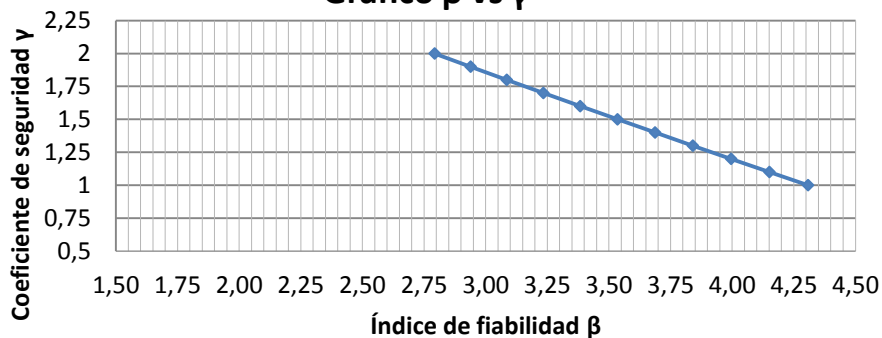
Curva interacción Momento-Axil



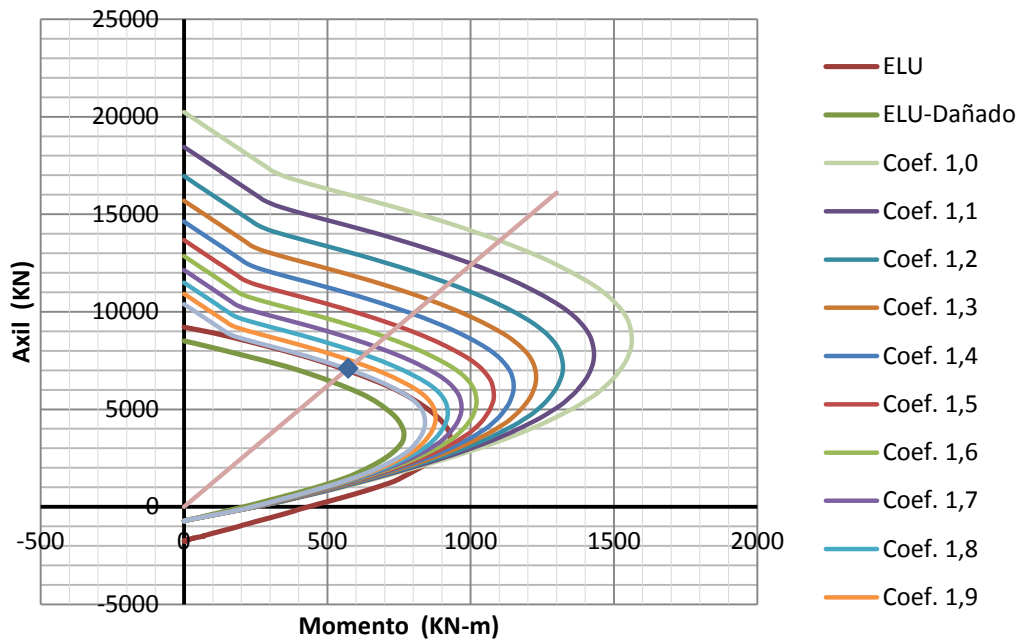
	μ_x	σ_x	λ	COV_x
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitud	4903,18	442,91		0,09

γ_{cc}	μ_{XR}	μ_{Xs}	σ_{XR}	σ_{Xs}	β
1	18520,50	4903,18	3129,965	442,91	4,31
1,1	16901,85	4903,18	2856,412	442,91	4,15
1,2	15553,66	4903,18	2628,569	442,91	4,00
1,3	14407,19	4903,18	2434,815	442,91	3,84
1,4	13427,97	4903,18	2269,327	442,91	3,69
1,5	12578,13	4903,18	2125,704	442,91	3,53
1,6	11832,67	4903,18	1999,722	442,91	3,38
1,7	11177,76	4903,18	1889,041	442,91	3,23
1,8	10593,39	4903,18	1790,284	442,91	3,09
1,9	10071,90	4903,18	1702,152	442,91	2,94
2	9600,28	4903,18	1622,448	442,91	2,79

Gráfico β vs γ

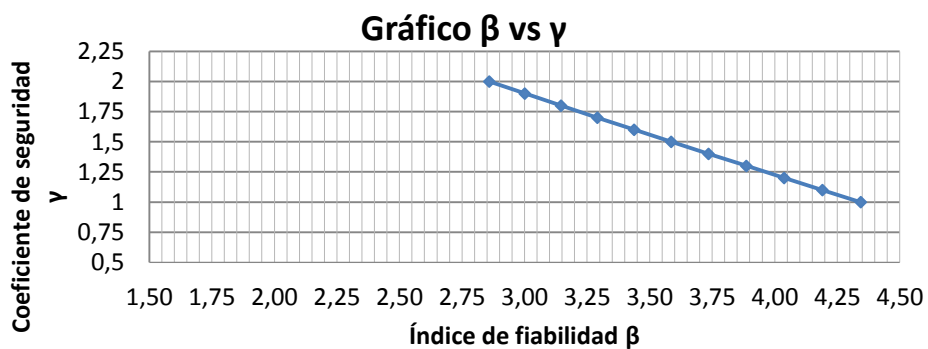


Curva interacción Momento-Axil



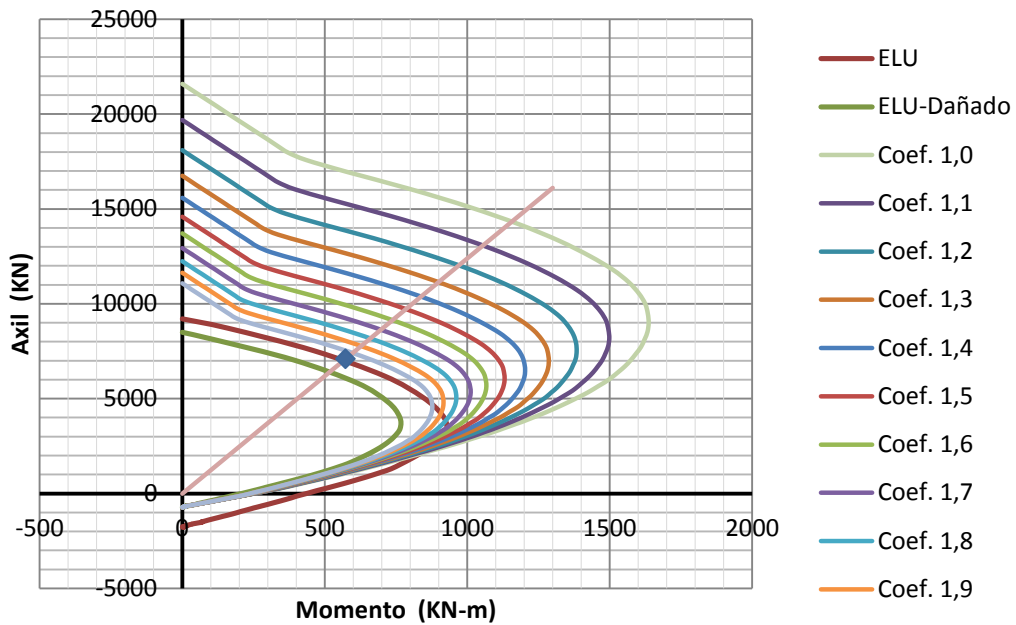
	μ_x	σ_x	λ	COV_x
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitud	4903,18	442,91		0,09

γ_{cc}	μ_{XR}	μ_{Xs}	σ_{XR}	σ_{Xs}	β
1	18938,24	4903,18	3200,563	442,91	4,34
1,1	17281,96	4903,18	2920,652	442,91	4,19
1,2	15895,18	4903,18	2686,285	442,91	4,04
1,3	14728,68	4903,18	2489,147	442,91	3,89
1,4	13721,27	4903,18	2318,894	442,91	3,74
1,5	12851,90	4903,18	2171,971	442,91	3,59
1,6	12090,55	4903,18	2043,304	442,91	3,44
1,7	11418,91	4903,18	1929,795	442,91	3,29
1,8	10823,15	4903,18	1829,112	442,91	3,15
1,9	10285,85	4903,18	1738,308	442,91	3,00
2	9807,65	4903,18	1657,492	442,91	2,86



t = 2,0 mm

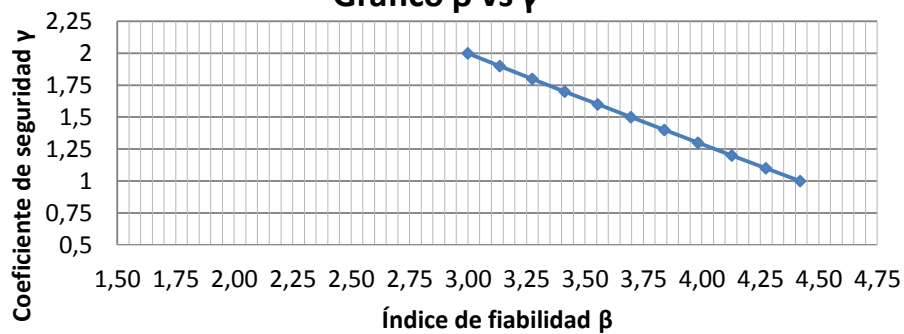
Curva interacción Momento-Axil



	μ_x	σ_x	λ	COV_x
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitud	4903,18	442,91		0,09

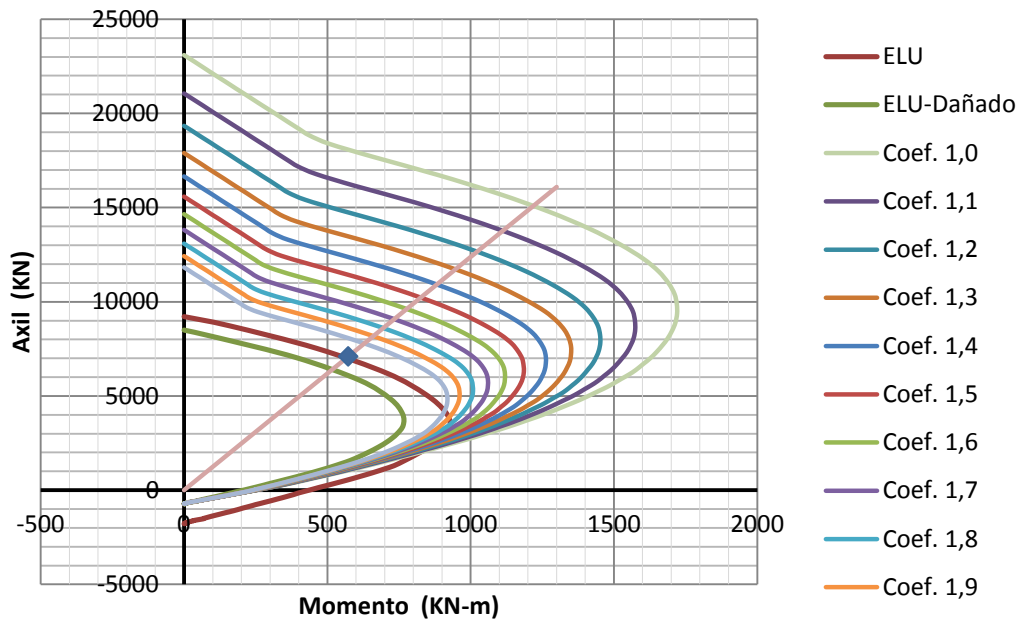
γ_{cc}	μ_{XR}	μ_{XS}	σ_{XR}	σ_{XS}	β
1	19883,71	4903,18	3360,347	442,91	4,42
1,1	18137,83	4903,18	3065,293	442,91	4,27
1,2	16682,11	4903,18	2819,276	442,91	4,13
1,3	15451,29	4903,18	2611,267	442,91	3,98
1,4	14397,77	4903,18	2433,223	442,91	3,84
1,5	13481,05	4903,18	2278,298	442,91	3,70
1,6	12680,62	4903,18	2143,025	442,91	3,55
1,7	11972,70	4903,18	2023,387	442,91	3,41
1,8	11347,16	4903,18	1917,67	442,91	3,27
1,9	10783,15	4903,18	1822,352	442,91	3,14
2	10277,61	4903,18	1736,916	442,91	3,00

Gráfico β vs γ



t = 3,0 mm

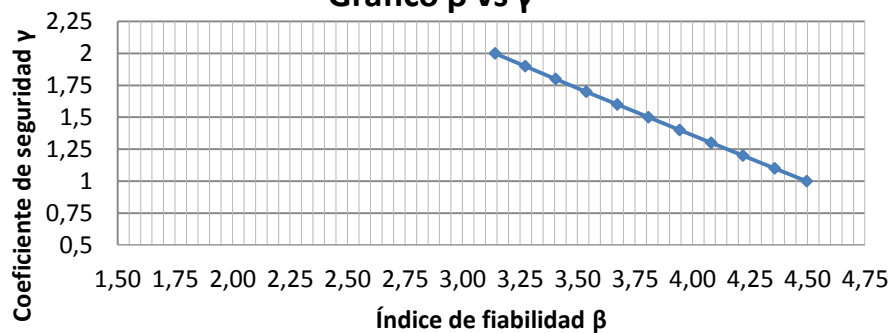
Curva interacción Momento-Axil



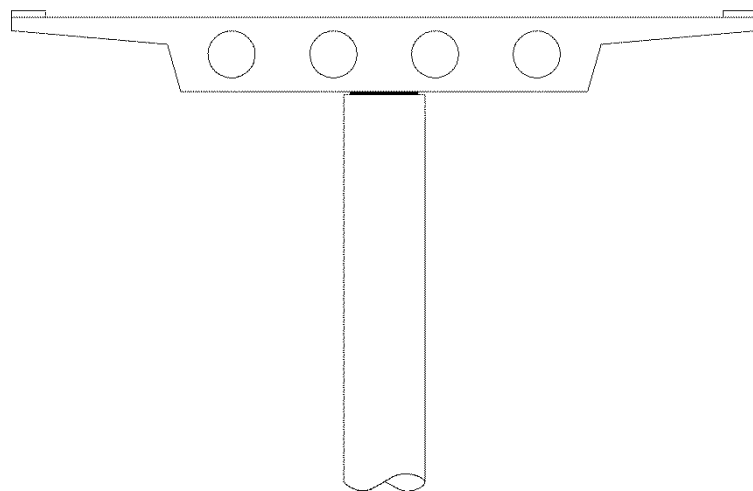
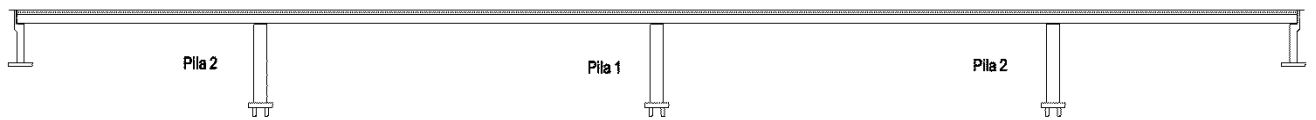
	μ_x	σ_x	λ	COV_x
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitud	4903,18	442,91		0,09

γ_{cc}	μ_{xR}	μ_{xS}	σ_{xR}	σ_{xS}	β
1	20938,57	4903,18	3538,619	442,91	4,50
1,1	19097,47	4903,18	3227,472	442,91	4,36
1,2	17566,87	4903,18	2968,8	442,91	4,22
1,3	16265,82	4903,18	2748,923	442,91	4,08
1,4	15151,11	4903,18	2560,538	442,91	3,94
1,5	14188,36	4903,18	2397,834	442,91	3,81
1,6	13342,57	4903,18	2254,894	442,91	3,67
1,7	12595,23	4903,18	2128,594	442,91	3,54
1,8	11932,10	4903,18	2016,524	442,91	3,40
1,9	11339,77	4903,18	1916,421	442,91	3,27
2	10805,95	4903,18	1826,206	442,91	3,14

Gráfico β vs γ



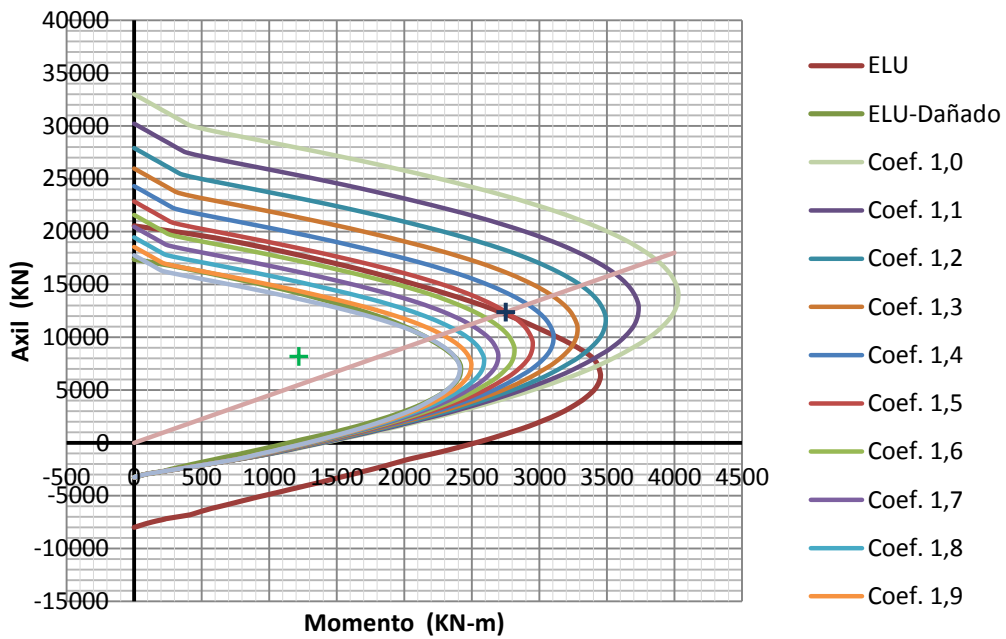
5) PUENTE CUATRO VANOS, LOSA ALIGERADA, PILA 2, FUSTE ÚNICO



Puente cuatro vanos P-2 (losa aligerada con fuste único)

t = 0,8 mm

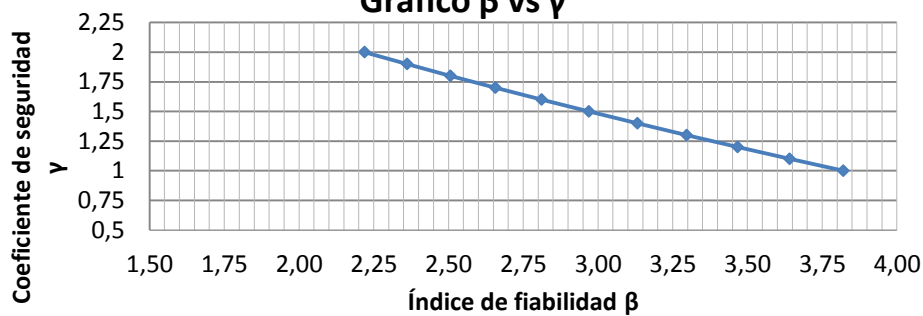
Curva interacción Momento-Axil



	μ_x	σ_x	λ	COV_x
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitud	8460,04	765,16		0,09

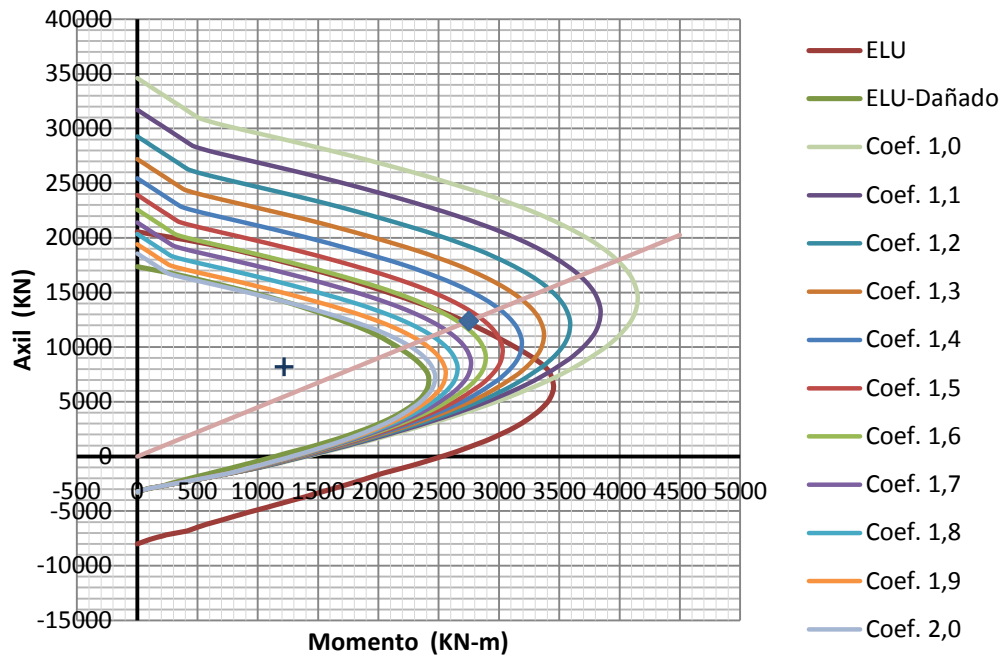
γ_{cc}	μ_{XR}	μ_{Xs}	σ_{XR}	σ_{Xs}	β
1	24623,45	8460,04	4161,364	765,16	3,82
1,1	22702,85	8460,04	3836,781	765,16	3,64
1,2	21106,69	8460,04	3567,03	765,16	3,47
1,3	19743,74	8460,04	3336,692	765,16	3,30
1,4	18580,67	8460,04	3140,133	765,16	3,13
1,5	17558,33	8460,04	2967,358	765,16	2,97
1,6	16661,80	8460,04	2815,843	765,16	2,81
1,7	15867,24	8460,04	2681,563	765,16	2,66
1,8	15160,26	8460,04	2562,083	765,16	2,51
1,9	14534,55	8460,04	2456,338	765,16	2,36
2	13964,78	8460,04	2360,048	765,16	2,22

Gráfico β vs γ



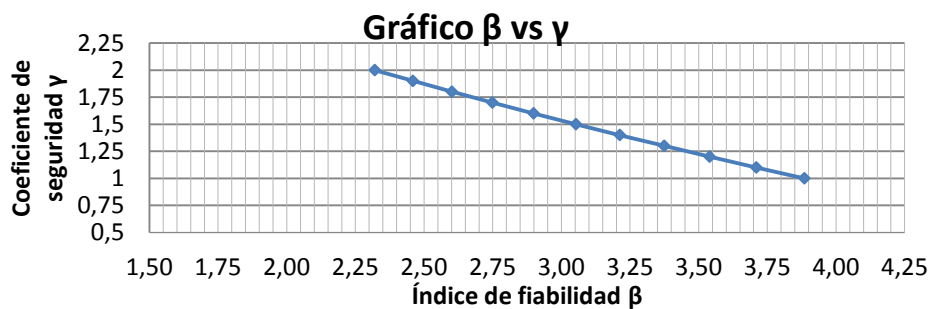
t = 1,0 mm

Curva interacción Momento-Axil

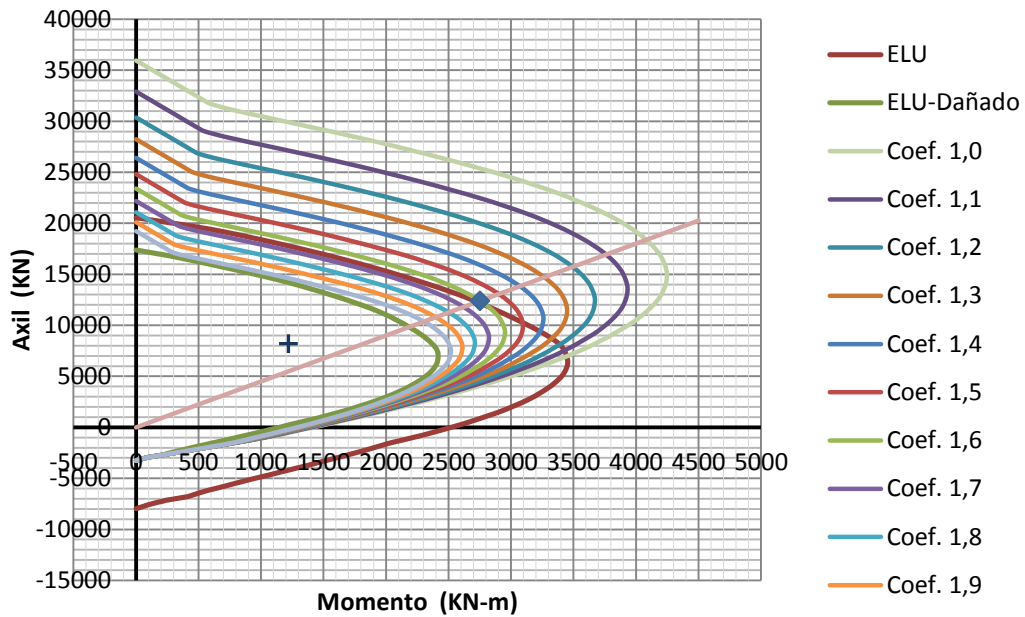


	μ_x	σ_x	λ	COV_x
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitud	8460,04	765,16		0,09

γ_{cc}	μ_{XR}	μ_{XS}	σ_{XR}	σ_{XS}	β
1	25399,30	8460,04	4292,482	765,16	3,89
1,1	23409,36	8460,04	3956,181	765,16	3,71
1,2	21752,26	8460,04	3676,131	765,16	3,54
1,3	20348,84	8460,04	3438,954	765,16	3,37
1,4	19138,21	8460,04	3234,357	765,16	3,21
1,5	18074,58	8460,04	3054,604	765,16	3,05
1,6	17150,28	8460,04	2898,397	765,16	2,90
1,7	16334,61	8460,04	2760,548	765,16	2,75
1,8	15602,65	8460,04	2636,847	765,16	2,60
1,9	14954,35	8460,04	2527,284	765,16	2,46
2	14368,63	8460,04	2428,298	765,16	2,32



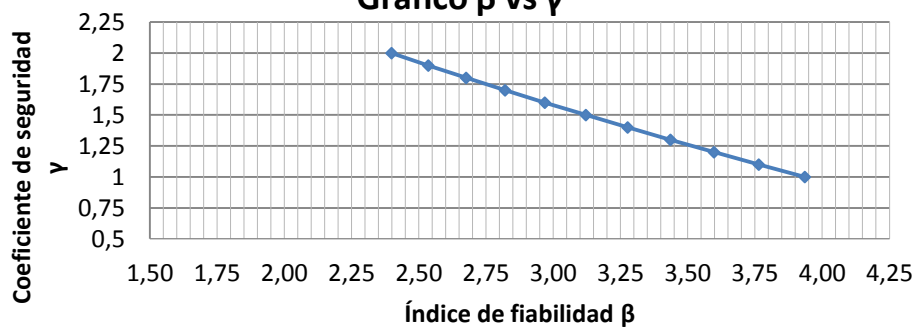
Curva interacción Momento-Axil



	μ_x	σ_x	λ	COV_x
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitud	8460,04	765,16		0,09

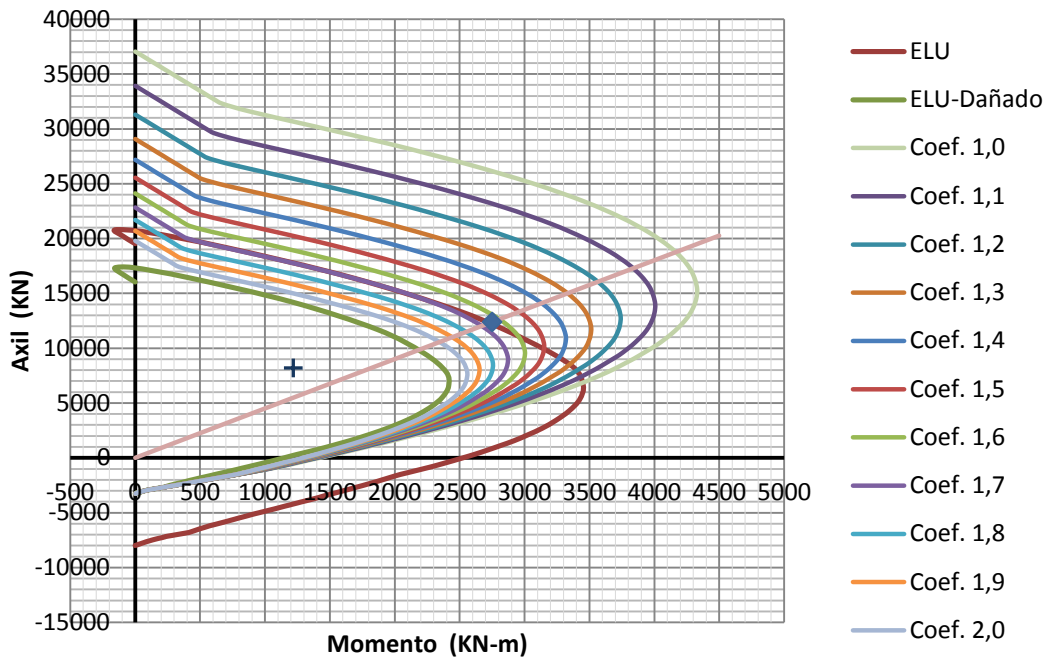
γ_{cc}	μ_{XR}	μ_{Xs}	σ_{XR}	σ_{Xs}	β
1	26034,69	8460,04	4399,863	765,16	3,94
1,1	23989,68	8460,04	4054,256	765,16	3,76
1,2	22286,33	8460,04	3766,391	765,16	3,60
1,3	20845,39	8460,04	3522,871	765,16	3,44
1,4	19597,12	8460,04	3311,913	765,16	3,28
1,5	18511,84	8460,04	3128,501	765,16	3,12
1,6	17553,73	8460,04	2966,58	765,16	2,97
1,7	16714,00	8460,04	2824,667	765,16	2,82
1,8	15963,32	8460,04	2697,801	765,16	2,68
1,9	15293,03	8460,04	2584,521	765,16	2,54
2	14690,73	8460,04	2482,733	765,16	2,40

Gráfico β vs γ



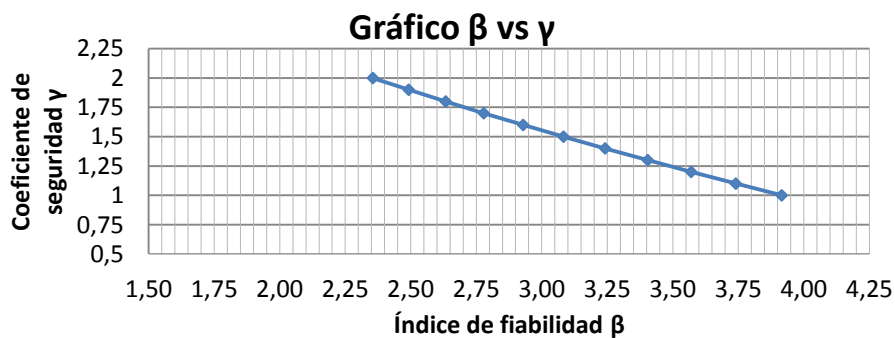
t = 1,4 mm

Curva interacción Momento-Axil

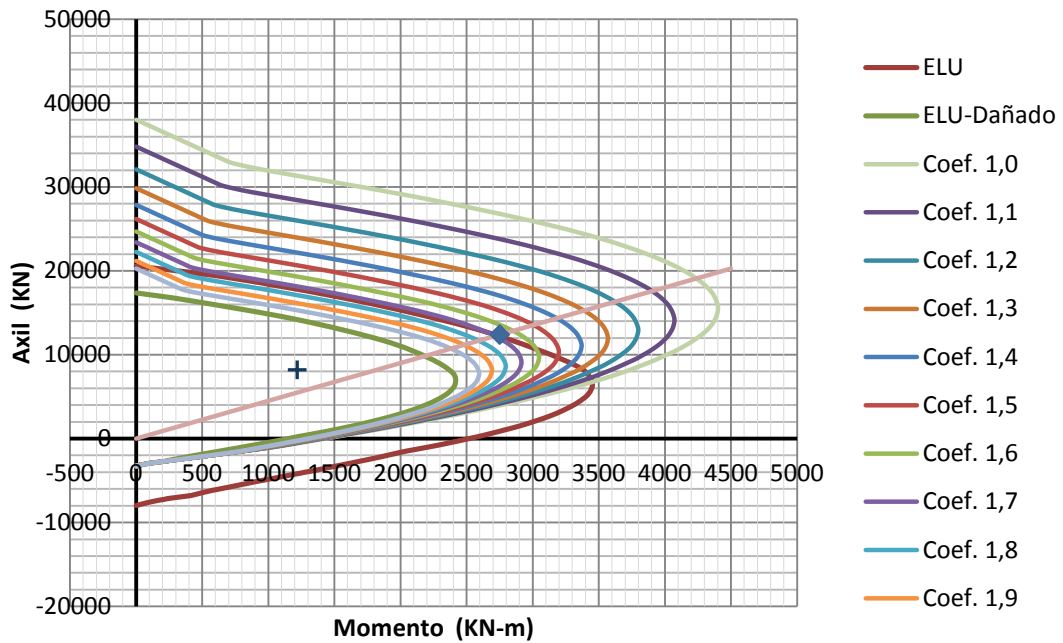


	μ_x	σ_x	λ	COV_x
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitud	8460,04	1111,03		0,13

γ_c	μ_{XR}	μ_{Xs}	σ_{XR}	σ_{Xs}	β
1	26569,98	8460,04	4490,327	1111,03	3,92
1,1	24481,59	8460,04	4137,39	1111,03	3,74
1,2	22742,20	8460,04	3843,431	1111,03	3,57
1,3	21263,57	8460,04	3593,544	1111,03	3,40
1,4	19982,88	8460,04	3377,107	1111,03	3,24
1,5	18868,16	8460,04	3188,719	1111,03	3,08
1,6	17895,07	8460,04	3024,267	1111,03	2,93
1,7	17030,64	8460,04	2878,178	1111,03	2,78
1,8	16265,67	8460,04	2748,899	1111,03	2,63
1,9	15580,17	8460,04	2633,048	1111,03	2,49
2	14964,82	8460,04	2529,054	1111,03	2,35

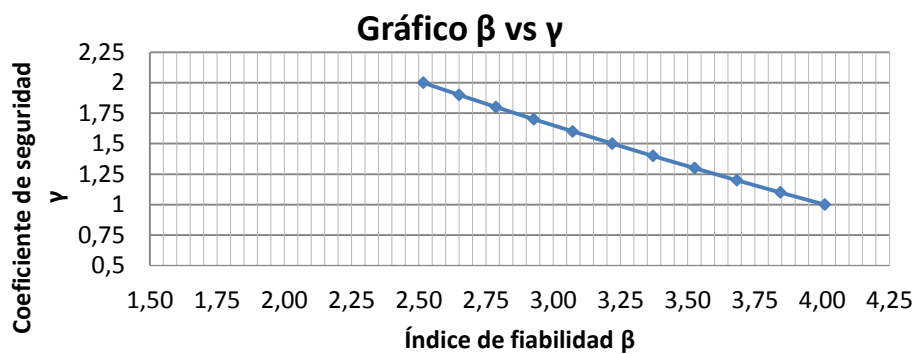


Curva interacción Momento-Axil

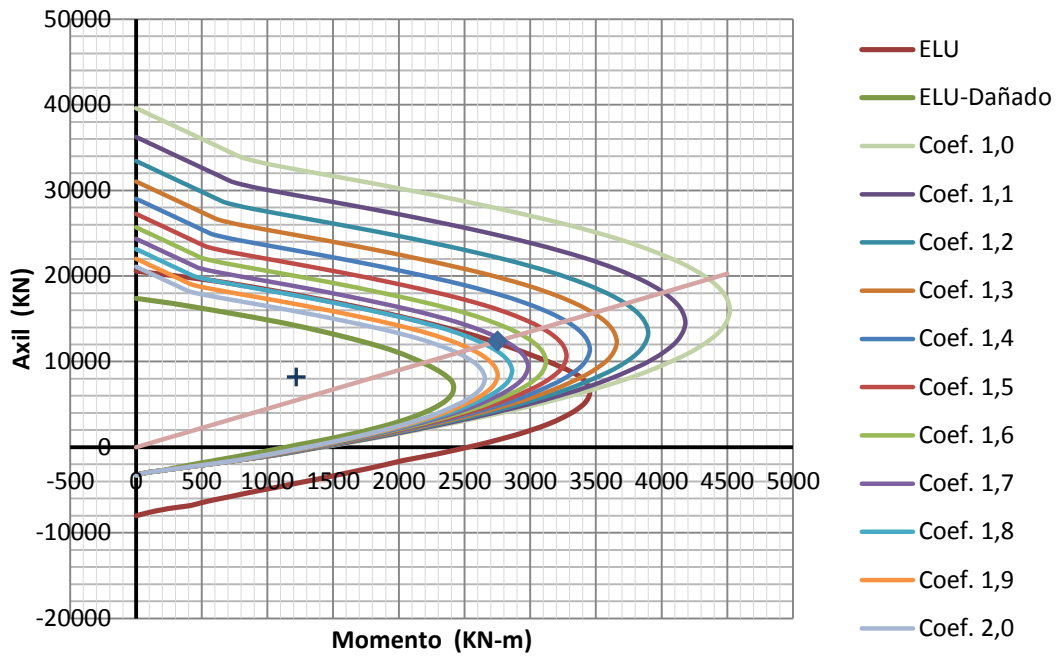


	μ_x	σ_x	λ	COV_x
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitud	8460,04	765,16		0,09

γ_{cc}	μ_{XR}	μ_{Xs}	σ_{XR}	σ_{Xs}	β
1	27033,56	8460,04	4568,671	765,16	4,01
1,1	24905,52	8460,04	4209,034	765,16	3,84
1,2	23125,31	8460,04	3908,178	765,16	3,68
1,3	21622,17	8460,04	3654,147	765,16	3,53
1,4	20319,44	8460,04	3433,986	765,16	3,37
1,5	19180,96	8460,04	3241,583	765,16	3,22
1,6	18191,62	8460,04	3074,384	765,16	3,07
1,7	17312,69	8460,04	2925,844	765,16	2,93
1,8	16532,04	8460,04	2793,916	765,16	2,79
1,9	15834,05	8460,04	2675,954	765,16	2,65
2	15208,18	8460,04	2570,182	765,16	2,52



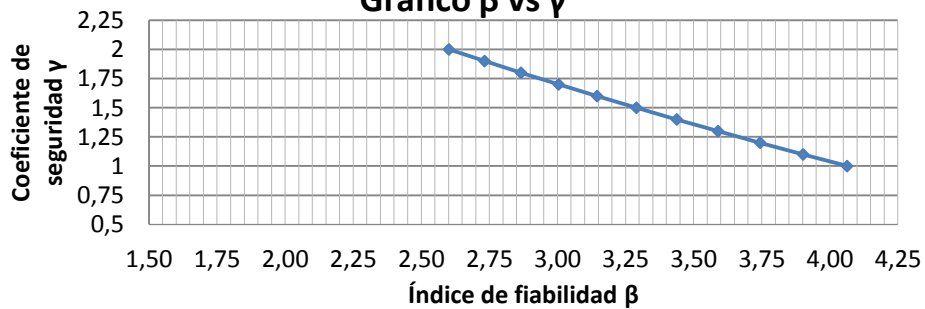
Curva interacción Momento-Axil



	μ_x	σ_x	λ	COV_x
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitud	8460,04	765,16		0,09

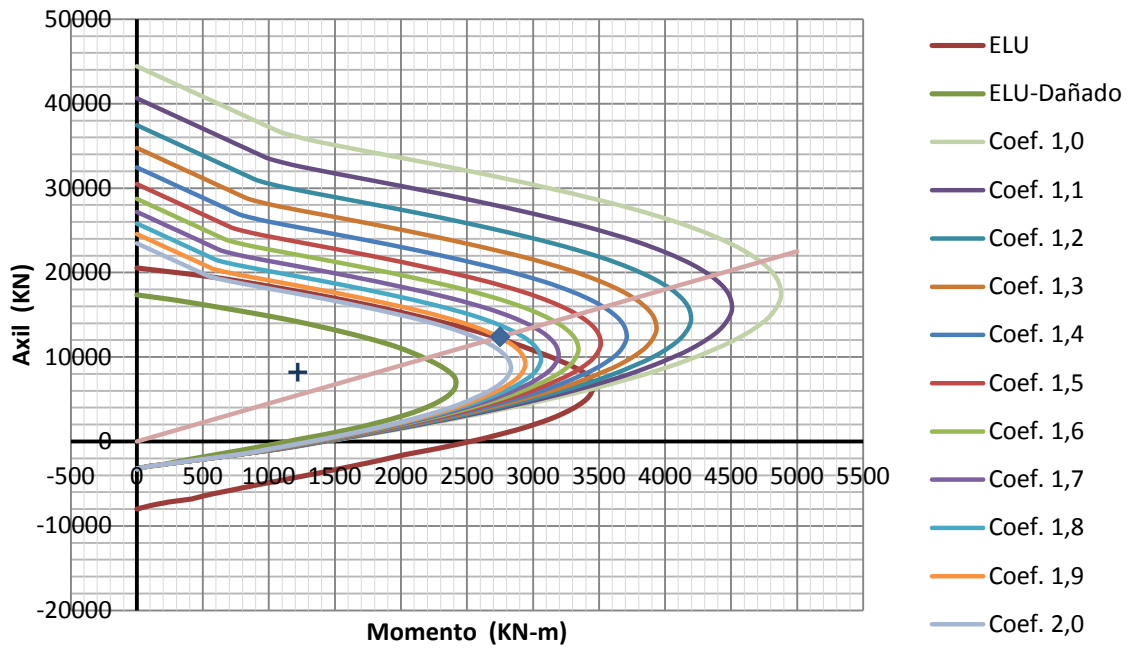
γ_{cc}	μ_{XR}	μ_{Xs}	σ_{XR}	σ_{Xs}	β
1	27806,16	8460,04	4699,241	765,16	4,06
1,1	25607,92	8460,04	4327,738	765,16	3,90
1,2	23771,79	8460,04	4017,432	765,16	3,74
1,3	22208,73	8460,04	3753,276	765,16	3,59
1,4	20864,41	8460,04	3526,084	765,16	3,44
1,5	19696,11	8460,04	3328,643	765,16	3,29
1,6	18673,64	8460,04	3155,845	765,16	3,15
1,7	17769,94	8460,04	3003,119	765,16	3,00
1,8	16963,23	8460,04	2866,785	765,16	2,87
1,9	16248,52	8460,04	2745,999	765,16	2,73
2	15601,40	8460,04	2636,637	765,16	2,60

Gráfico β vs γ



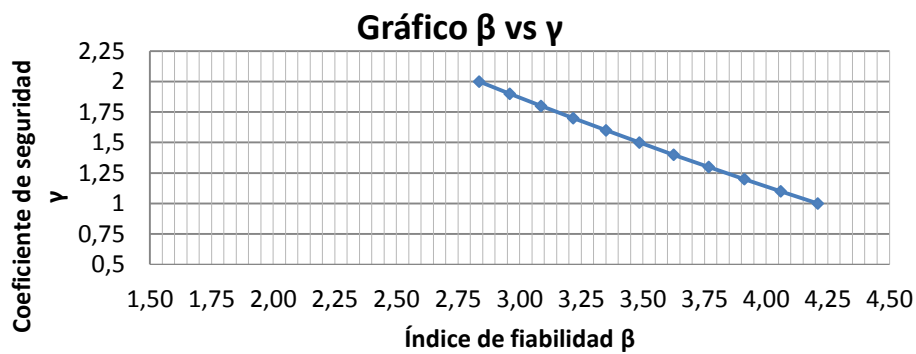
t = 4,0 mm

Curva interacción Momento-Axil

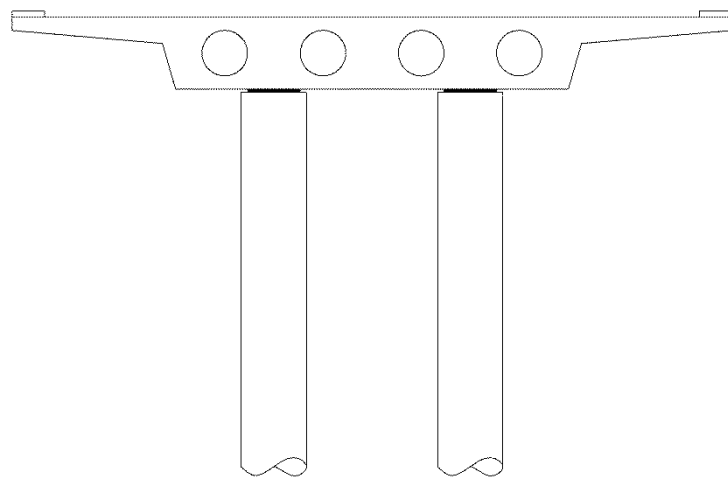
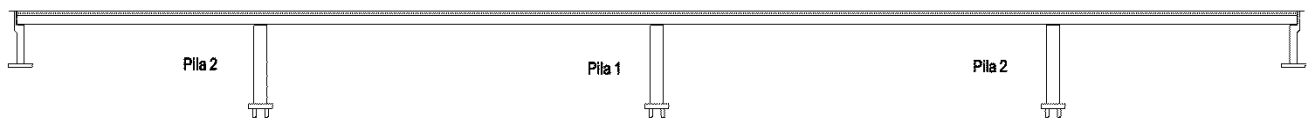


	μ_x	σ_x	λ	COV_x
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitación	8460,04	765,16		0,09

γ_{cc}	μ_{XR}	μ_{Xs}	σ_{XR}	σ_{Xs}	β
1	30142,68	8460,04	5094,113	765,16	4,21
1,1	27740,34	8460,04	4688,117	765,16	4,06
1,2	25728,27	8460,04	4348,078	765,16	3,91
1,3	24019,89	8460,04	4059,362	765,16	3,77
1,4	22546,41	8460,04	3810,344	765,16	3,62
1,5	21268,44	8460,04	3594,367	765,16	3,49
1,6	20156,55	8460,04	3406,458	765,16	3,35
1,7	19167,12	8460,04	3239,243	765,16	3,22
1,8	18285,77	8460,04	3090,295	765,16	3,09
1,9	17501,77	8460,04	2957,799	765,16	2,96
2	16795,23	8460,04	2838,394	765,16	2,84



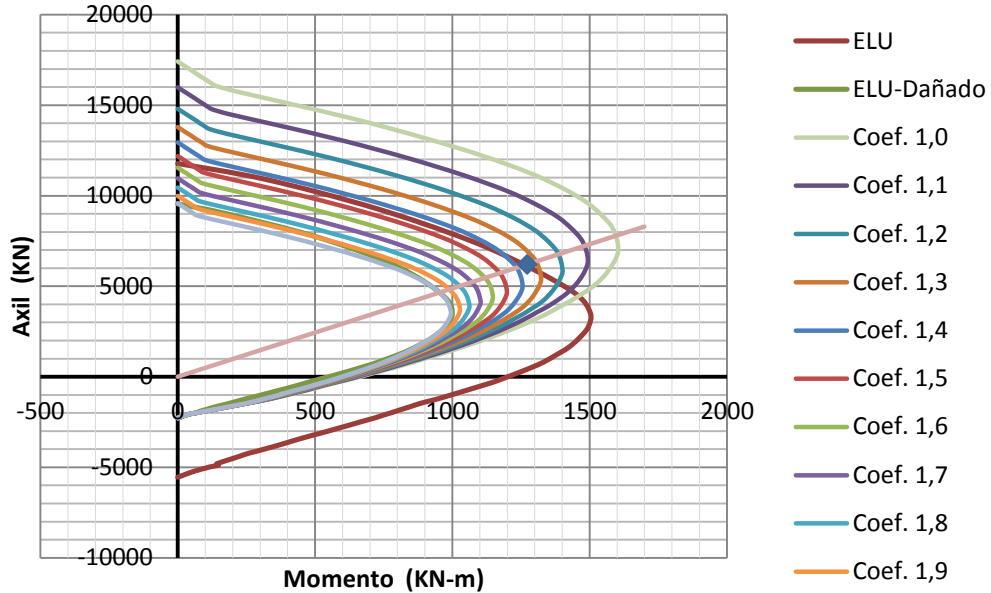
6) PUENTE CUATRO VANOS, LOSA ALIGERADA, PILA 2, FUSTE DOBLE



Puente cuatro vanos P-2 (losa aligerada con fuste doble)

t = 0,6 mm

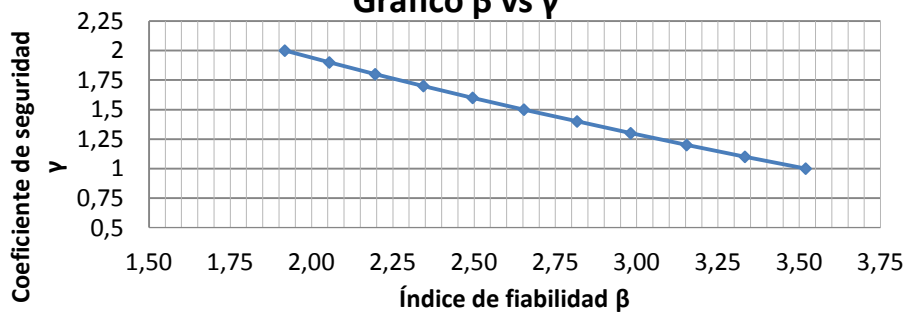
Curva interacción Momento-Axil



	μ_x	σ_x	λ	COV_x
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitación	4309,03	389,00		0,09

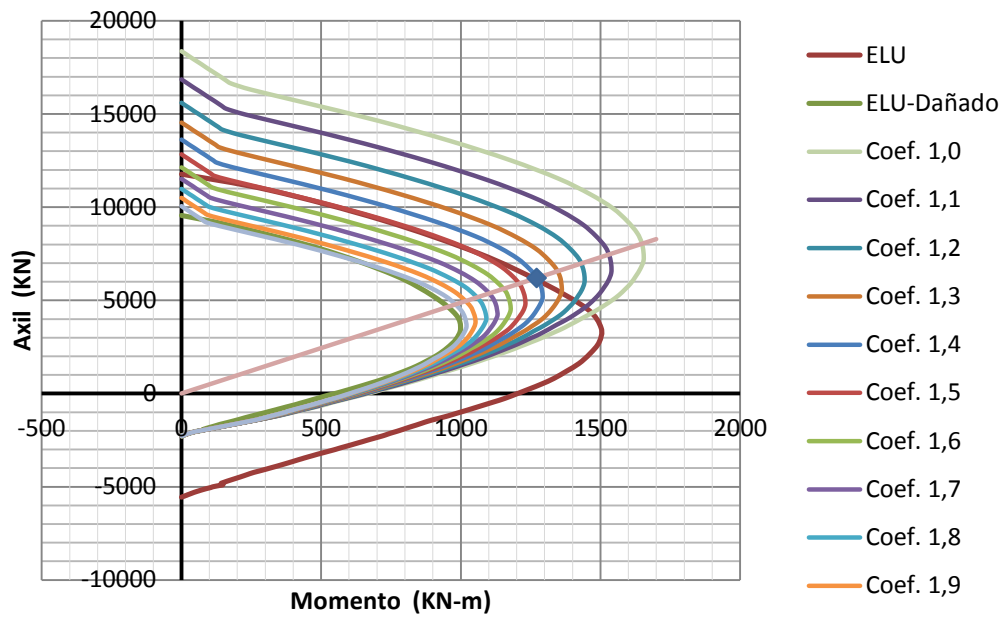
γ_{cc}	μ_{XR}	μ_{Xs}	σ_{XR}	σ_{Xs}	β
1	10987,04	4309,03	1856,81	389,00	3,52
1,1	10198,45	4309,03	1723,538	389,00	3,33
1,2	9539,37	4309,03	1612,153	389,00	3,15
1,3	8981,15	4309,03	1517,814	389,00	2,98
1,4	8502,42	4309,03	1436,908	389,00	2,82
1,5	8074,40	4309,03	1364,573	389,00	2,65
1,6	7698,17	4309,03	1300,991	389,00	2,50
1,7	7367,07	4309,03	1245,035	389,00	2,34
1,8	7067,77	4309,03	1194,453	389,00	2,20
1,9	6803,43	4309,03	1149,779	389,00	2,06
2	6563,68	4309,03	1109,262	389,00	1,92

Gráfico β vs γ



t = 0,8 mm

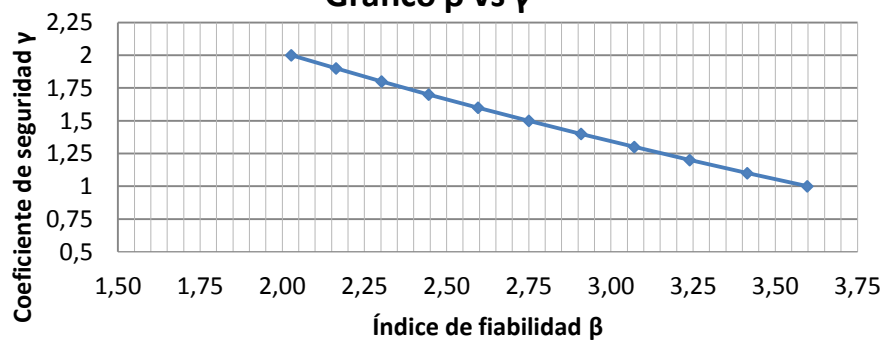
Curva interacción Momento-Axil



	μ_x	σ_x	λ	COV_x
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitud	4309,03	389,00		0,09

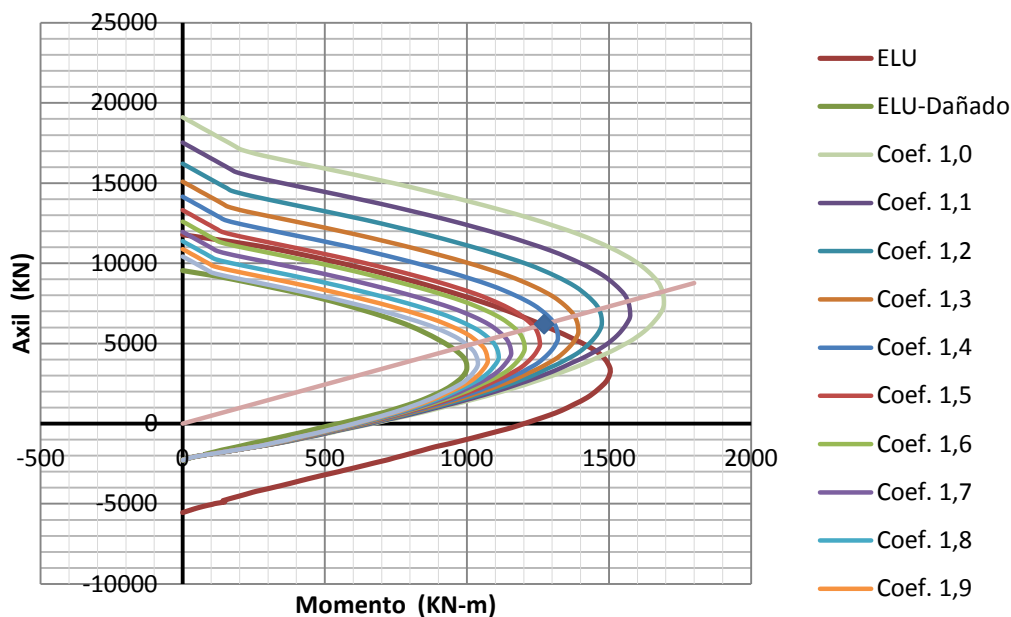
γ_{cc}	μ_{XR}	μ_{Xs}	σ_{XR}	σ_{Xs}	β
1	11349,04	4309,03	1917,987	389,00	3,60
1,1	10527,97	4309,03	1779,227	389,00	3,41
1,2	9843,83	4309,03	1663,607	389,00	3,24
1,3	9262,50	4309,03	1565,362	389,00	3,07
1,4	8763,82	4309,03	1481,085	389,00	2,91
1,5	8322,17	4309,03	1406,447	389,00	2,75
1,6	7932,16	4309,03	1340,535	389,00	2,60
1,7	7584,84	4309,03	1281,839	389,00	2,45
1,8	7279,15	4309,03	1230,176	389,00	2,30
1,9	7005,15	4309,03	1183,871	389,00	2,16
2	6753,45	4309,03	1141,333	389,00	2,03

Gráfico β vs γ



t = 1,0 mm

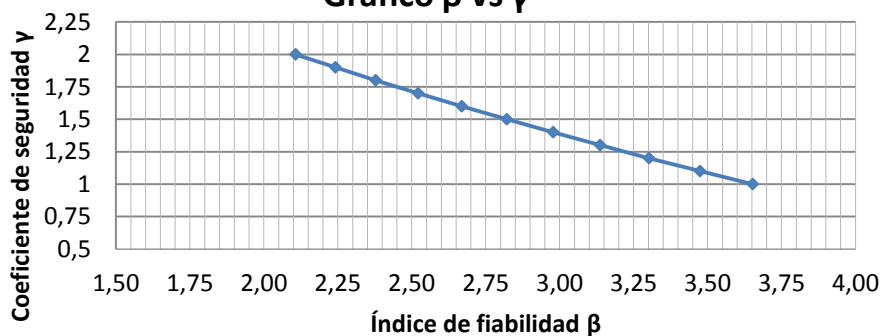
Curva interacción Momento-Axil



	μ_x	σ_x	λ	COV_x
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitación	4309,03	389,00		0,09

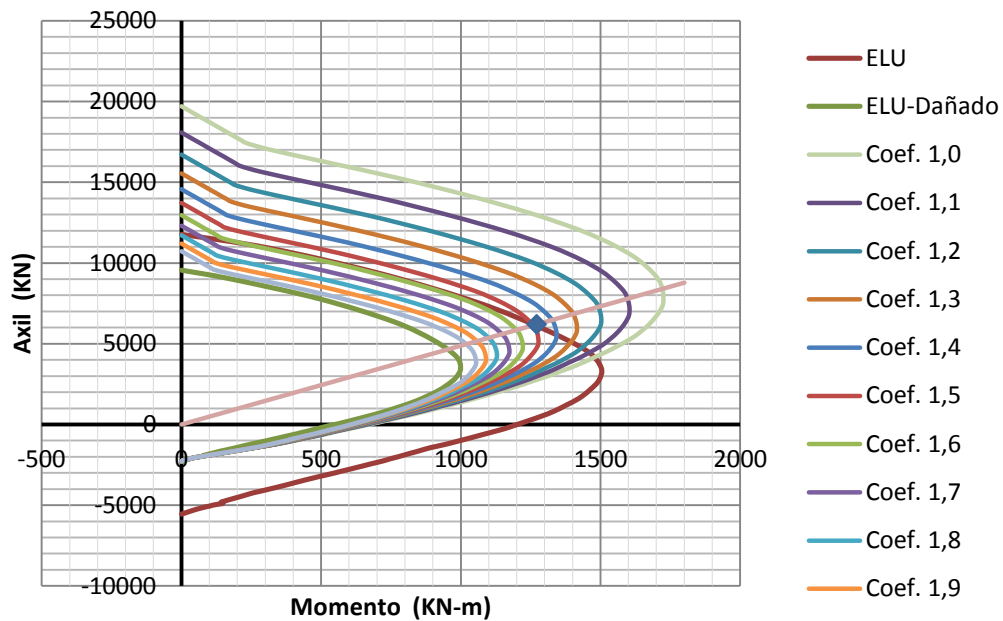
γ_{cc}	μ_{XR}	μ_{Xs}	σ_{XR}	σ_{Xs}	β
1	11623,32	4309,03	1964,341	389,00	3,65
1,1	10782,92	4309,03	1822,314	389,00	3,47
1,2	10077,05	4309,03	1703,022	389,00	3,30
1,3	9480,22	4309,03	1602,156	389,00	3,14
1,4	8969,38	4309,03	1515,825	389,00	2,98
1,5	8514,22	4309,03	1438,903	389,00	2,82
1,6	8112,89	4309,03	1371,078	389,00	2,67
1,7	7756,70	4309,03	1310,883	389,00	2,52
1,8	7438,18	4309,03	1257,052	389,00	2,38
1,9	7157,64	4309,03	1209,641	389,00	2,24
2	6899,04	4309,03	1165,938	389,00	2,11

Gráfico β vs γ



t = 1,2 mm

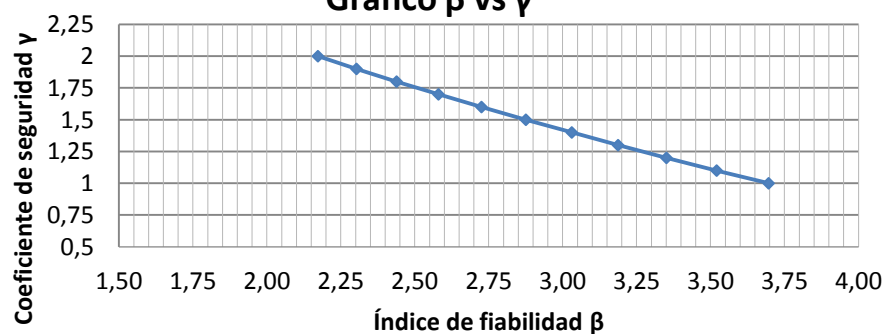
Curva interacción Momento-Axil



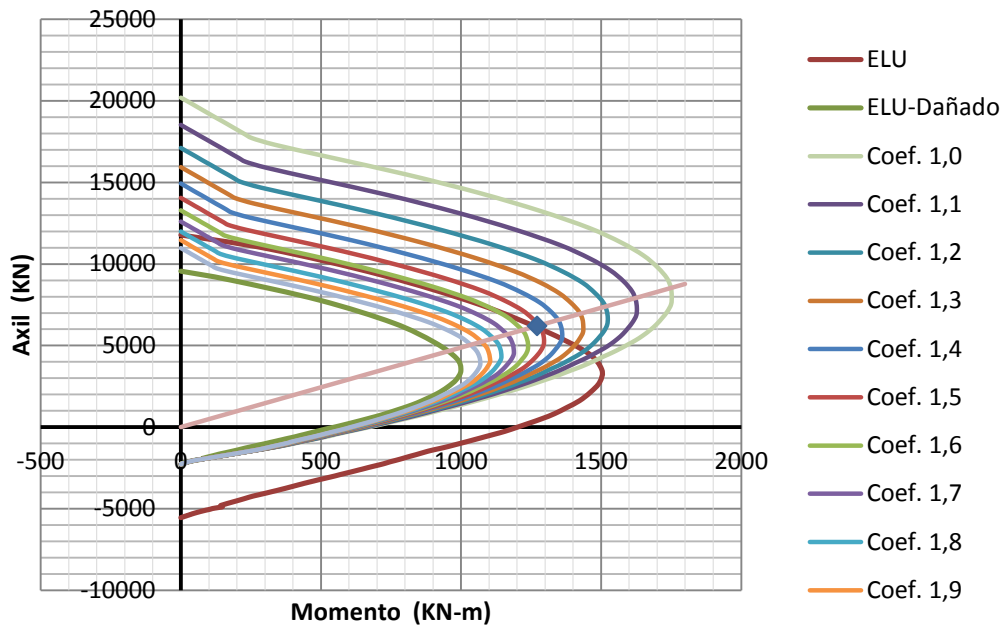
	μ_x	σ_x	λ	COV_x
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitud	4309,03	389,00		0,09

γ_{cc}	μ_{XR}	μ_{Xs}	σ_{XR}	σ_{Xs}	β
1	11849,53	4309,03	2002,57	389,00	3,70
1,1	10989,66	4309,03	1857,252	389,00	3,52
1,2	10268,40	4309,03	1735,36	389,00	3,35
1,3	9656,46	4309,03	1631,941	389,00	3,19
1,4	9133,77	4309,03	1543,607	389,00	3,03
1,5	8667,11	4309,03	1464,741	389,00	2,88
1,6	8257,67	4309,03	1395,546	389,00	2,73
1,7	7894,77	4309,03	1334,217	389,00	2,58
1,8	7569,80	4309,03	1279,296	389,00	2,44
1,9	7281,17	4309,03	1230,517	389,00	2,30
2	7022,37	4309,03	1186,781	389,00	2,17

Gráfico β vs γ



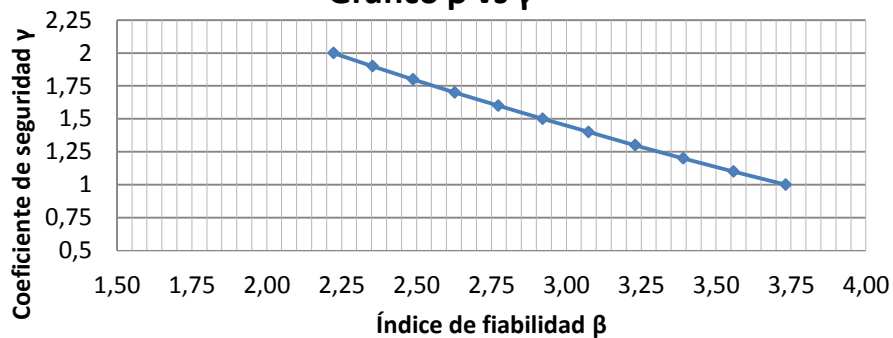
Curva interacción Momento-Axil



	μ_x	σ_x	λ	COV_x
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitud	4309,03	389,00		0,09

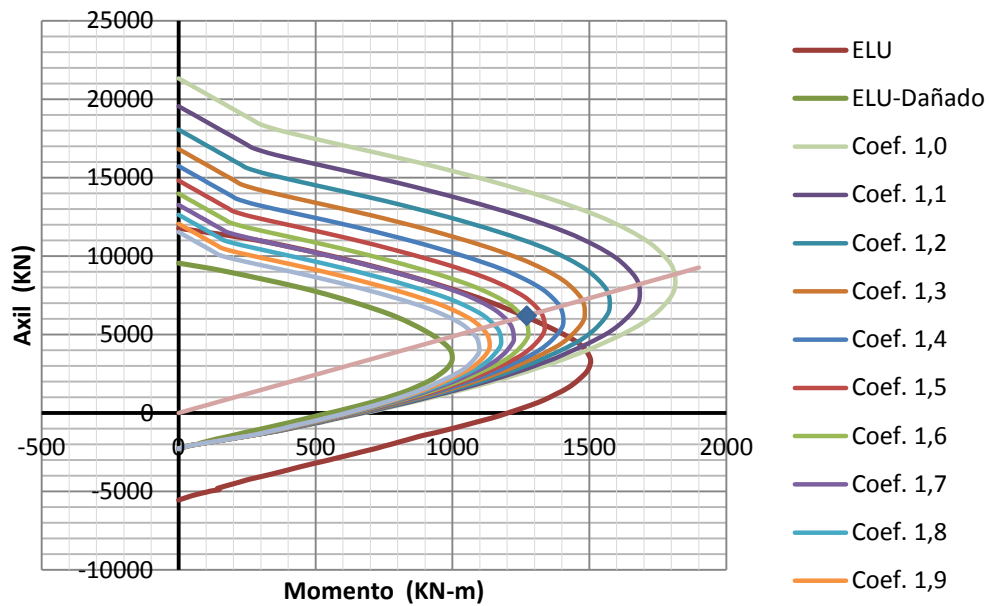
γ_{cc}	μ_{XR}	μ_{Xs}	σ_{XR}	σ_{Xs}	β
1	12041,56	4309,03	2035,024	389,00	3,73
1,1	11161,10	4309,03	1886,226	389,00	3,56
1,2	10426,22	4309,03	1762,031	389,00	3,39
1,3	9807,22	4309,03	1657,42	389,00	3,23
1,4	9271,33	4309,03	1566,855	389,00	3,07
1,5	8797,65	4309,03	1486,802	389,00	2,92
1,6	8381,59	4309,03	1416,489	389,00	2,77
1,7	8008,77	4309,03	1353,482	389,00	2,63
1,8	7680,27	4309,03	1297,965	389,00	2,49
1,9	7384,95	4309,03	1248,056	389,00	2,35
2	7120,07	4309,03	1203,292	389,00	2,22

Gráfico β vs γ



t = 2,0 mm

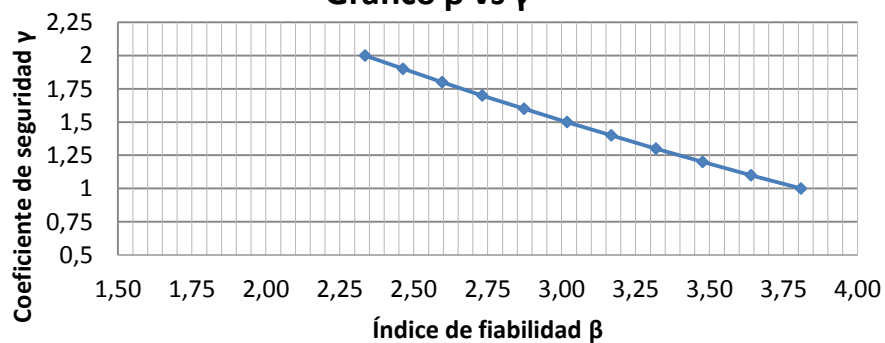
Curva interacción Momento-Axil



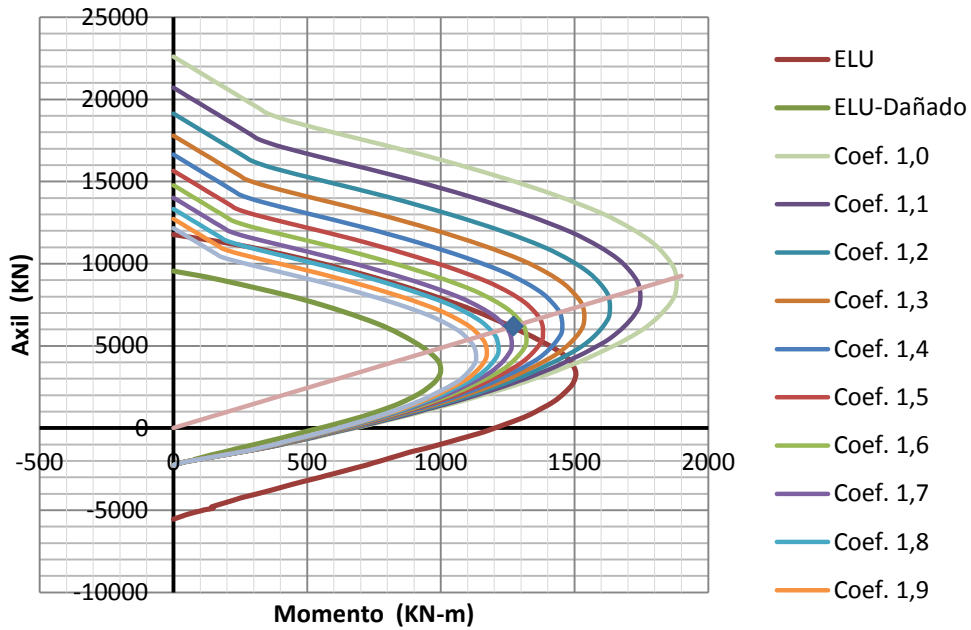
	μ_x	σ_x	λ	COV_x
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitud	4309,03	389,00		0,09

γ_{cc}	μ_{XR}	μ_{Xs}	σ_{XR}	σ_{Xs}	β
1	12474,61	4309,03	2108,209	389,00	3,81
1,1	11559,81	4309,03	1953,608	389,00	3,64
1,2	10792,96	4309,03	1824,01	389,00	3,48
1,3	10142,00	4309,03	1713,998	389,00	3,32
1,4	9587,17	4309,03	1620,231	389,00	3,17
1,5	9093,83	4309,03	1536,858	389,00	3,02
1,6	8659,36	4309,03	1463,432	389,00	2,87
1,7	8273,55	4309,03	1398,23	389,00	2,73
1,8	7932,47	4309,03	1340,587	389,00	2,60
1,9	7624,96	4309,03	1288,618	389,00	2,46
2	7348,20	4309,03	1241,846	389,00	2,34

Gráfico β vs γ



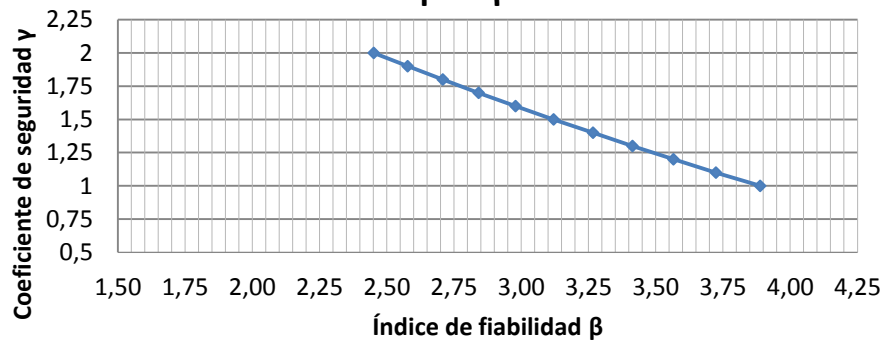
Curva interacción Momento-Axil



	μ_x	σ_x	λ	COV_x
Resistencia	19384,99	3267,89	1,38	0,17
Solicitación	4309,03	389,00		0,09

γ_{cc}	μ_{XR}	μ_{Xs}	σ_{XR}	σ_{Xs}	β
1	12955,29	4309,03	2189,444	389,00	3,89
1,1	11995,70	4309,03	2027,274	389,00	3,72
1,2	11197,81	4309,03	1892,431	389,00	3,57
1,3	10522,62	4309,03	1778,324	389,00	3,41
1,4	9943,58	4309,03	1680,464	389,00	3,27
1,5	9424,64	4309,03	1592,765	389,00	3,12
1,6	8971,02	4309,03	1516,102	389,00	2,98
1,7	8569,63	4309,03	1448,268	389,00	2,84
1,8	8212,21	4309,03	1387,864	389,00	2,71
1,9	7887,99	4309,03	1333,07	389,00	2,58
2	7597,49	4309,03	1283,976	389,00	2,45

Gráfico β vs γ



ANEXO: D

DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE PARCIAL DE SEGURIDAD EQUIVALENTE DE LA FIB CON LOS DE ESTA TESIS.

En el proceso de calibración de esta tesis, se ha ido calculando para cada espesor de fibra diferentes coeficientes parciales de seguridad, con lo que se obtenía también diferentes índices de fiabilidad correspondiente a cada coeficiente.

Los formatos de coeficientes de seguridad propuestos por la FIB no tiene el mismo formato que los que se propone en esta tesis. Sin embargo, conociendo el índice de fiabilidad para las mismas situaciones de diseño es posible determinar un coeficiente equivalente que correspondería al propuesto en esta tesis.

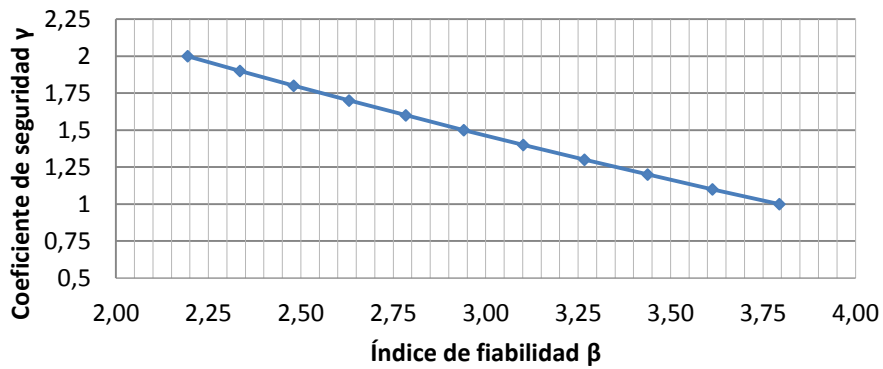
Para ello, tomamos el rango de valores de coeficientes parciales de seguridad con sus correspondientes índices de fiabilidad calculados en el proceso de calibración, y con el índice de fiabilidad de la FIB, mediante interpolación entre el rango de valores que se tiene, obtenemos el coeficiente de seguridad equivalente. Entonces, el índice de fiabilidad de la FIB es conocido (β_{FIB}) y por interpolación obtenemos ($\gamma_{cc FIB}$). La interpolación se asume como valido, puesto que la relación entre el coeficiente parcial de seguridad y el índice de fiabilidad tienden a seguir un recta, como se ven en las siguientes tablas y gráficos.

Tabla D.1 Rango de valores de γ_{cc} y β , para puente 3 vanos, losa maciza, fuste único.

Puente continuo, 3 vanos, Losa maciza con fuste único			
t = 0,8		t = 2,0	
γ_{cc}	β	γ_{cc}	β
1	3,79431	1	4,03016
1,1	3,61326	1,1	3,86658
1,2	3,43793	1,2	3,7075
1,3	3,26713	1,3	3,55211
1,4	3,10159	1,4	3,40144
1,5	2,94068	1,5	3,25442
1,6	2,78386	1,6	3,10794
1,7	2,63039	1,7	2,96673
1,8	2,48067	1,8	2,82811
1,9	2,33534	1,9	2,69335
2	2,19392	2	2,56196

$\gamma_{cc \text{ FIB}}$	$\beta_{\text{ FIB}}$	$\gamma_{cc \text{ FIB}}$	$\beta_{\text{ FIB}}$
1,476	2,98	1,483	3,28

Para t = 0,8



Para t = 2,0

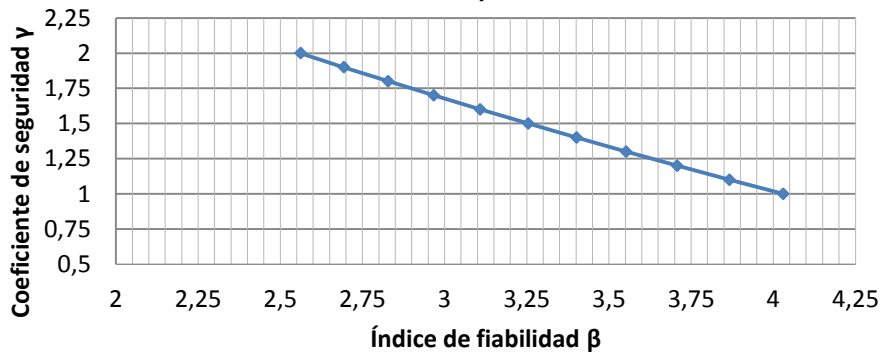
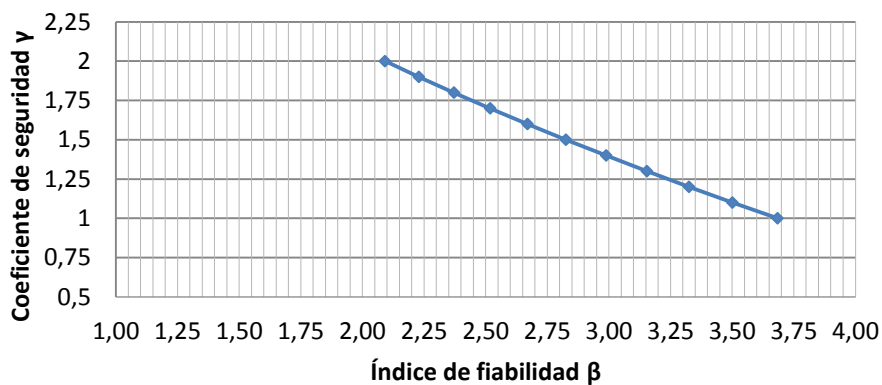


Tabla D.2 Rango de valores de γ_{cc} y β , para puente 3 vanos, losa maciza, fuste doble.

Puente continuo, 3 vanos, Losa maciza con fuste doble			
t = 0,8		t = 2,0	
γ_{cc}	β	γ_{cc}	β
1	3,68	1	3,90
1,1	3,50	1,1	3,74
1,2	3,32	1,2	3,57
1,3	3,15	1,3	3,41
1,4	2,99	1,4	3,26
1,5	2,83	1,5	3,11
1,6	2,67	1,6	2,96
1,7	2,52	1,7	2,82
1,8	2,37	1,8	2,68
1,9	2,23	1,9	2,54
2	2,09	2	2,41

$\gamma_{cc \text{ FIB}}$	$\beta_{\text{ FIB}}$	$\gamma_{cc \text{ FIB}}$	$\beta_{\text{ FIB}}$
1,479	2,86	1,477	3,14

Para t = 0,8



Para t = 2,0

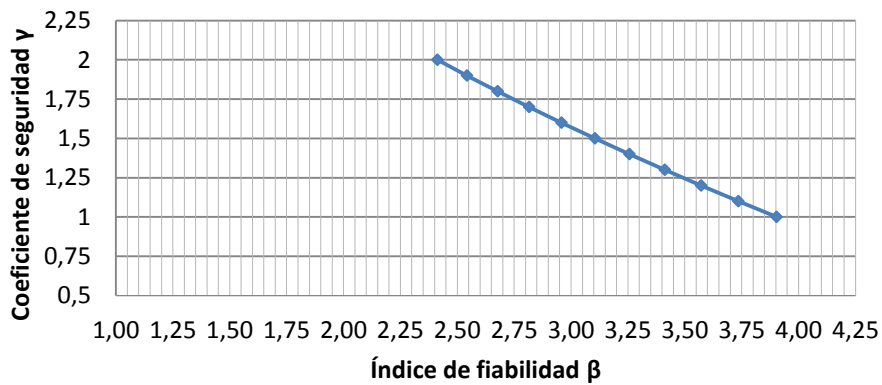
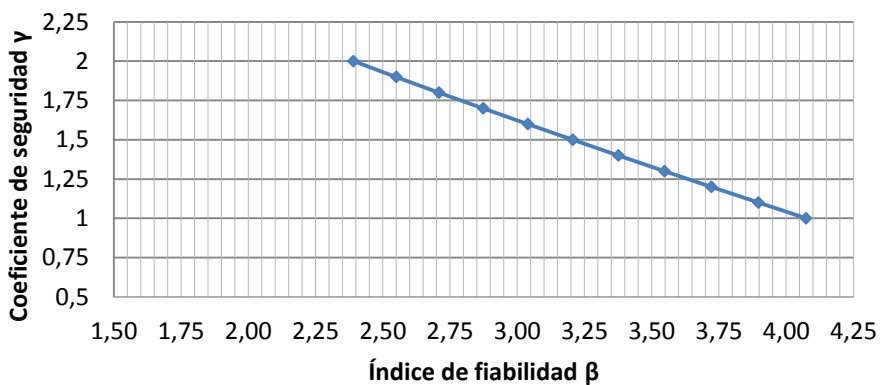


Tabla D.3 Rango de valores de γ_{cc} y β , para puente 4 vanos, losa aligerada P-1, fuste único.

Puente continuo, 4 vanos, Losa aligerada, P-1 con fuste único			
t = 0,8		t = 2,0	
γ_{cc}	β	γ_{cc}	β
1	4,07	1	4,31
1,1	3,90	1,1	4,16
1,2	3,72	1,2	4,00
1,3	3,55	1,3	3,85
1,4	3,38	1,4	3,70
1,5	3,21	1,5	3,55
1,6	3,04	1,6	3,40
1,7	2,87	1,7	3,25
1,8	2,71	1,8	3,11
1,9	2,55	1,9	2,96
2	2,39	2	2,82

$\gamma_{cc \text{ FIB}}$	$\beta_{\text{ FIB}}$	$\gamma_{cc \text{ FIB}}$	$\beta_{\text{ FIB}}$
1,474	3,25	1,478	3,58

t = 0,8



t = 2,0

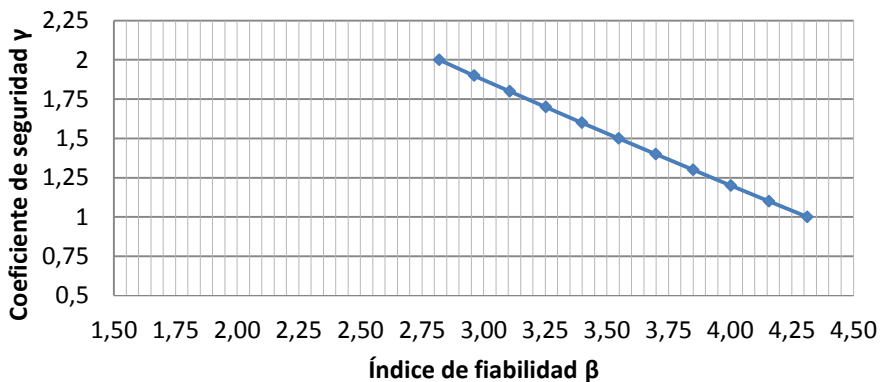
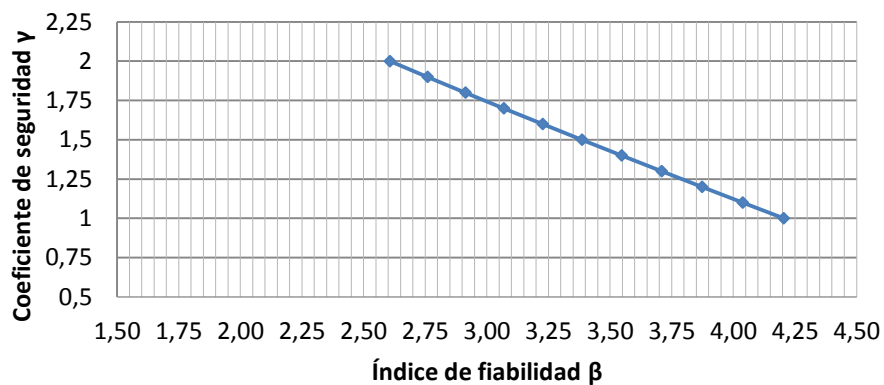


Tabla D.4 Rango de valores de γ_{cc} y β ,
para puente 4 vanos, losa aligerada P-1, fuste doble

Puente continuo, 4 vanos, Losa aligerada, P-1 con fuste doble			
t = 0,8		t = 2,0	
γ_{cc}	β	γ_{cc}	β
1	4,20	1	4,42
1,1	4,04	1,1	4,27
1,2	3,87	1,2	4,13
1,3	3,71	1,3	3,98
1,4	3,55	1,4	3,84
1,5	3,39	1,5	3,70
1,6	3,23	1,6	3,55
1,7	3,07	1,7	3,41
1,8	2,91	1,8	3,27
1,9	2,76	1,9	3,14
2	2,61	2	3,00

$\gamma_{cc \text{ FIB}}$	$\beta_{\text{ FIB}}$	$\gamma_{cc \text{ FIB}}$	$\beta_{\text{ FIB}}$
1,479	3,42	1,483	3,72

t = 0,8



t = 2,0

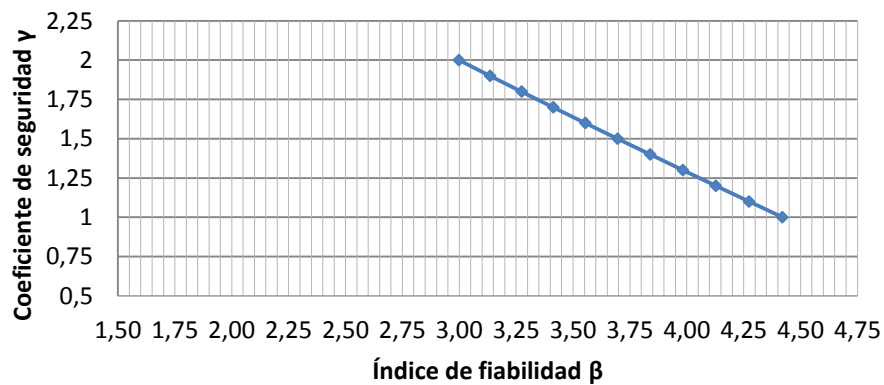
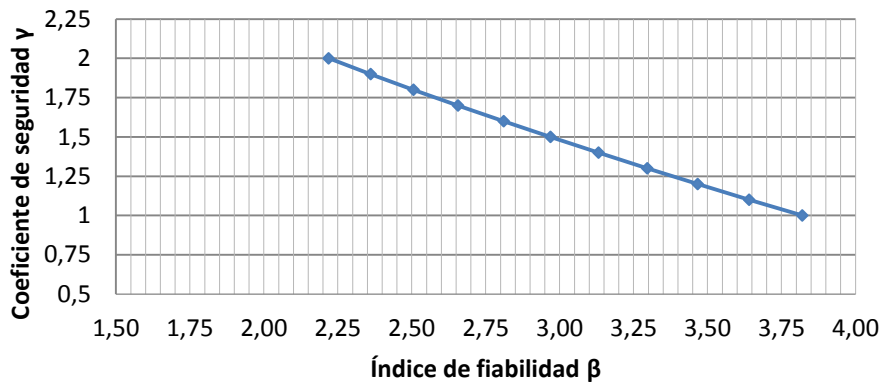


Tabla D.5 Rango de valores de γ_{cc} y β ,
para puente 4 vanos, losa aligerada P-2, fuste único

Puente continuo, 4 vanos, Losa aligerada, P-2 con fuste único			
t = 0,8		t = 2,0	
γ_{cc}	β	γ_{cc}	β
1	3,82	1	4,06
1,1	3,64	1,1	3,90
1,2	3,47	1,2	3,74
1,3	3,30	1,3	3,59
1,4	3,13	1,4	3,44
1,5	2,97	1,5	3,29
1,6	2,81	1,6	3,15
1,7	2,66	1,7	3,00
1,8	2,51	1,8	2,87
1,9	2,36	1,9	2,73
2	2,22	2	2,60

$\gamma_{cc \text{ FIB}}$	$\beta_{\text{ FIB}}$	$\gamma_{cc \text{ FIB}}$	$\beta_{\text{ FIB}}$
1,475	3,01	1,480	3,32

t = 0,8



t = 2,0

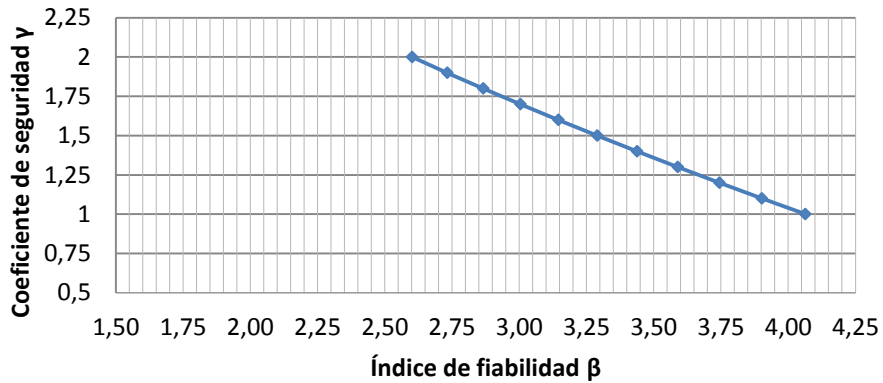
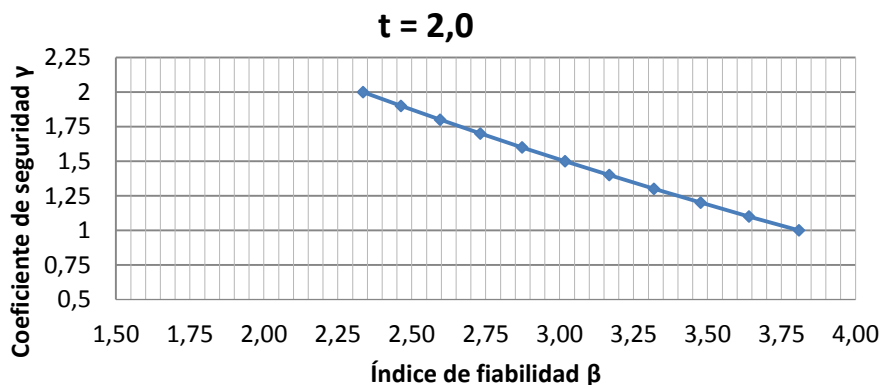
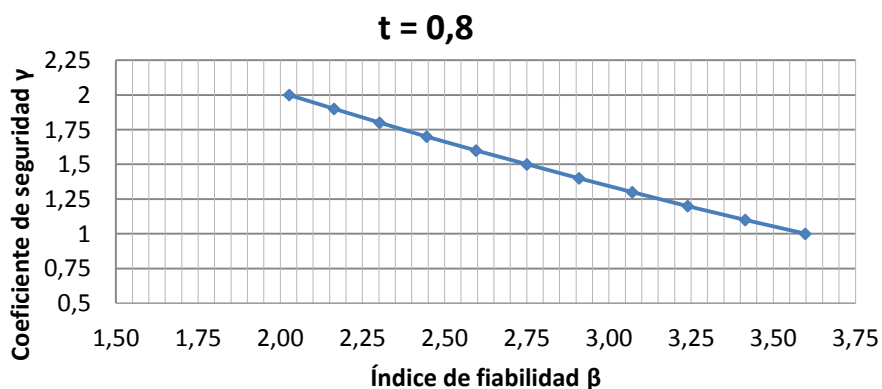


Tabla D.6 Rango de valores de γ_{cc} y β , para puente 4 vanos, losa aligerada P-2, fuste doble

Puente continuo, 4 vanos, Losa aligerada, P-2 con fuste doble			
t = 0,8		t = 2,0	
γ_{cc}	β	γ_{cc}	β
1	3,60	1	3,81
1,1	3,41	1,1	3,64
1,2	3,24	1,2	3,48
1,3	3,07	1,3	3,32
1,4	2,91	1,4	3,17
1,5	2,75	1,5	3,02
1,6	2,60	1,6	2,87
1,7	2,45	1,7	2,73
1,8	2,30	1,8	2,60
1,9	2,16	1,9	2,46
2	2,03	2	2,34

$\gamma_{cc \text{ FIB}}$	$\beta_{\text{ FIB}}$	$\gamma_{cc \text{ FIB}}$	$\beta_{\text{ FIB}}$
1,475	2,79	1,479	3,05



De todos los valores obtenidos para el coeficiente parcial de seguridad equivalente, se puede concluir que este valor esta por el orden de 1,48.