

TEORÍA UNIFICADA DE ESTRUCTURAS Y CIMIENTOS

UNA MIRADA TRANSVERSAL

TEORÍA UNIFICADA DE ESTRUCTURAS Y CIMIENTOS

UNA MIRADA TRANSVERSAL

Javier Rui-Wamba



FUNDACIÓN
ESTEYCO

Teoría unificada de estructuras y cimientos. Una mirada transversal

© Javier Rui-Wamba, 2020

Esta edición:

© Editorial Reverté, Barcelona, 2020

Edición en papel:

ISBN: 978-84-291-4436-9

Edición en e-book:

ISBN: 978-84-291-9588-0 (PDF)

Maquetación: Patricia Reverté

Revisión de textos: Mariló Caballer Gil

Gráficos: Jordi Morelló

Documentación e iconografía: Anna Caseras

Coordinación: Ilse Font

Propiedad de:

Editorial Reverté, S.A.

Calle Loreto 13-15, local B

08029 Barcelona

Tel: (+34) 93 419 3336

reverte@reverte.com

www.reverte.com

Cualquier forma de reproducción, distribución, comunicación pública o transformación de esta obra sólo puede realizarse con la autorización de sus titulares, salvo las excepciones previstas por la Ley 23/2006 de Propiedad Intelectual, y en concreto por su artículo 32, sobre 'Cita e ilustración de la enseñanza'. Los permisos para fotocopiar o escanear algún fragmento de esta obra pueden obtenerse en Cedro (Centro Español de Derechos Reprográficos, www.cedro.org).

Impreso en España · *Printed in Spain*

Depósito Legal: B 19320-2020

1514

Para Maria Teresa Ubach Servet-Corderroure

“A mis compañeros de Esteyco, que me han acompañado en estos últimos 50 años de mi vida profesional y que me han enriquecido aportándome su valioso conocimiento y experiencia, en busca de la excelencia, formando parte todos de una empresa, que siempre ha tenido como objetivo marcar la diferencia en el mundo de la ingeniería y la arquitectura: *Trabajar para saber, saber para trabajar.*”

A mis queridos alumnos, con los que he tenido el privilegio de participar en su formación de excelentes ingenieros. Y a mis compañeros de profesión, con los que he compartido y debatido tantas experiencias e inquietudes sobre la ingeniería y las infraestructuras.

A los ingenieros de la Dirección General de Carreteras, del ADIF (MITMA) y de tantas administraciones locales y autonómicas que han contribuido desde el planeamiento, el proyecto, la construcción y el mantenimiento hasta el progreso de las infraestructuras y la formación de generaciones de profesionales de la ingeniería de nuestro país”.



Javier Rui-Wamba Martija

Nace en Gernika en 1942. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos desde 1966 por la Universidad Politécnica de Madrid, se inicia profesionalmente en el Plan Sur de Valencia y en la oficina de Freyssinet de París (1969).

En 1970 funda la sociedad de ingeniería ESTEYCO que cuenta en la actualidad con un equipo pluridisciplinar de ciento ochenta profesionales y oficinas en Barcelona, Madrid, Bilbao, Bogotá, México, Chile y Brasil, y tiene presencia en numerosos países. Ha realizado más de ochocientos proyectos y direcciones de obras, y trabajos de I+D+i.

Durante diecisiete años, hasta 1991, fue profesor de Estructuras y Puentes Metálicos en la Escuela de Ingenieros de Caminos de Madrid. Además, ha sido profesor honorífico de la Universidad Politécnica de Cataluña y es frecuentemente invitado como conferenciante a nivel nacional e internacional.

Ha presidido la Asociación Española de Consultores en Ingeniería. En 1987 recibió la Medalla de la Asociación Técnica Española de Pretensado (ATEP) por la contribución al desarrollo del hormigón pretensado en España, y es miembro de honor de esta asociación. Ha recibido la Medalla al Mérito Profesional (1992) y la Medalla de Honor del Colegio Nacional de Ingenieros de Caminos (2013), así como la Medalla Ildefonso Cerdá del Colegio de Ingenieros de Caminos de Cataluña (2015). En 1993 ganó el Premio Construmat, y el Premio ale Heavylift a “ Toda una vida”. En 2016 obtuvo el Premio Nacional de Ingeniería Civil. Es miembro supernumerario de la Real Academia de Ingeniería.

Preside también la Fundación ESTEYCO, que creó en 1991.

Índice



PRÓLOGO XXIII**INTRODUCCIÓN XXIX**

Estructura y contenido XXX

1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL ELÁSTICO 1

- 1.1 Preámbulo 2
- 1.2 Comportamiento elástico de piezas prismáticas 5
 - 1.2.1 Introducción 5
 - 1.2.2 Deducción de las expresiones que gobiernan el comportamiento elástico de piezas prismáticas solicitadas en flexión 6
 - 1.2.3 Criterio de signos 7
 - 1.2.4 Los teoremas de Mohr 10
 - 1.2.5 El teorema del influjo unitario 11
- 1.3 Respuesta tensional y deformacional de una sección cualquiera solicitada en flexión pura 16
 - 1.3.1 Introducción 16
 - 1.3.2 Determinación de las tensiones provocadas por un momento flector 16
 - 1.3.3 Ejes principales de inercia y fibra neutra 18
- 1.4 Respuesta tensional y deformacional de una sección solicitada por esfuerzos cortantes 26
 - 1.4.1 Introducción 26
 - 1.4.2 Acerca del significado físico de las tensiones tangenciales 27
 - 1.4.3 Secciones abiertas 27
 - 1.4.3.1 Expresión general del flujo de tensiones tangenciales en piezas prismáticas de sección abierta y pared delgada 27
 - 1.4.4 El concepto de "centro de esfuerzos cortantes" (c.e.c.) 32
 - 1.4.4.1 Determinación aproximada del centro de esfuerzos cortantes 39
 - 1.4.5 Secciones cerradas 40
 - 1.4.5.1 Consideraciones generales 40
 - 1.4.5.2 Metodología para deducir el flujo de tensiones tangenciales en un cajón unicelular 41
 - 1.4.5.3 Deformaciones producidas por esfuerzos cortantes 42
 - 1.4.5.4 Expresión general del flujo de tensiones generales en un cajón unicelular 44
- 1.5 La torsión 47
 - 1.5.1 Introducción 47
 - 1.5.2 Ideas básicas sobre la torsión 49
 - 1.5.3 Las deformaciones provocadas por la torsión: el alabeo 52
 - 1.5.3.1 El concepto de "alabeo" 52
 - 1.5.3.2 Formulación matemática del alabeo 56
 - 1.5.3.3 Alabeo de secciones cerradas 65
 - 1.5.3.4 Clasificación de secciones según su deformabilidad torsional 68
 - 1.5.4 La torsión uniforme 69
 - 1.5.4.1 Concepto 69
 - 1.5.4.2 La analogía de la membrana 70
 - 1.5.4.3 Determinación de la inercia de torsión, I_T , de una sección utilizando la analogía de la membrana 71
 - 1.5.4.3.1 Secciones macizas 71
 - 1.5.4.3.2 Secciones en cajón con una célula 72
 - 1.5.4.3.3 Secciones en cajón con varias células 73
 - 1.5.4.4 Fórmula aproximada de Saint-Venant para la determinación de la inercia de torsión en secciones macizas 79
 - 1.5.5 La torsión no uniforme 80
 - 1.5.5.1 Concepto 80
 - 1.5.5.2 Deducción de las expresiones que definen las tensiones y deformaciones originadas en la torsión no uniforme 81
 - 1.5.5.3 Analogía entre flexión y torsión no uniforme 84
 - 1.5.5.4 Sobre el concepto de "bimomento" 84
 - 1.5.5.5 Determinación del centro de torsión de una sección genérica 91
 - 1.5.6 La torsión mixta 103
 - 1.5.6.1 Concepto y formulación de la ecuación diferencial que gobierna la torsión mixta 103
 - 1.5.6.2 Solución de la ecuación diferencial 104

- 1.5.6.3 Algunos resultados 106
- 1.5.6.4 Método simplificado de cálculo 107
- 1.5.7 Síntesis de la torsión 109
- 1.6 Esfuerzos axiales 110
- 1.7 Esfuerzos combinados 111
 - 1.7.1 Introducción 111
 - 1.7.2 Núcleo central y rendimiento de una sección 112
 - 1.7.3 Análisis tensional y deformacional: el círculo de Mohr 114
- 1.8 Reacciones de apoyo 117
 - 1.8.1 Introducción 117
 - 1.8.2 Algunos significativos ejemplos 117

2 MATERIALES ESTRUCTURALES 125

- 2.1 Preámbulo y justificación 126
- 2.2 Materiales creados por seres humanos 135
 - 2.2.1 Aceros estructurales 135
 - 2.2.1.1 Introducción 135
 - 2.2.1.2 Breve noticia acerca de su origen y su fabricación 137
 - 2.2.1.3 La constitución de la materia 139
 - 2.2.1.4 El diagrama de fases Fe-C 141
 - 2.2.1.5 Singularidades de origen metalúrgico 144
 - 2.2.1.6 Tratamientos térmicos de los aceros 146
 - 2.2.1.7 Tipos y características de los aceros 147
 - 2.2.1.8 Otros tipos de aceros 149
 - 2.2.1.8.1 Aceros termomecánicos 149
 - 2.2.1.8.2 Aceros con resistencia mejorada a la corrosión 151
 - 2.2.1.9 Comportamiento mecánico del acero solicitado en tracción pura 152
 - 2.2.1.10 Tensiones de comparación 155
 - 2.2.1.11 La resiliencia del acero 165
 - 2.2.1.12 Tenacidad y mecánica de fractura 167
 - 2.2.1.12.1 Introducción 167
 - 2.2.1.12.2 Un poco de historia 167
 - 2.2.1.12.3 Criterio energético de Griffith 169
 - 2.2.1.12.4 Criterio tensional de Irwin 172
 - 2.2.1.12.5 Mecánica de fractura para materiales elastoplásticos. El concepto CTOD o COD 176
 - 2.2.1.12.6 La integral J 178
 - 2.2.1.12.7 Curvas resistencia-apertura de fisuras 179
 - 2.2.1.13 La fatiga 180
 - 2.2.1.13.1 Introducción 180
 - 2.2.1.13.2 Diagramas de Goodman 181
 - 2.2.1.13.3 Metodologías modernas 182
 - 2.2.1.13.4 Crecimiento de fisuras subcríticas 187
 - 2.2.2 Hormigones 188
 - 2.2.2.1 Breve noticia acerca de sus orígenes y características 188
 - 2.2.2.2 Propiedades genéricas de los hormigones 193
 - 2.2.2.3 Características mecánicas de los hormigones 194
 - 2.2.2.3.1 Introducción 194
 - 2.2.2.3.2 Ensayos de probetas comprimidas 196
 - 2.2.2.3.3 Ensayos a tracción del hormigón 197
 - 2.2.2.3.4 Mecánica de fractura: tenacidad del hormigón 199
 - 2.2.2.3.5 Ensayos de penetración 204
 - 2.2.2.3.6 Módulo de elasticidad del hormigón 205
 - 2.2.2.3.7 Módulo de Poisson, ν 205
 - 2.2.2.3.8 La fatiga de los hormigones 205
 - 2.2.2.4 Comportamiento de los hormigones solicitados pluritensionalmente 206
 - 2.2.2.5 Resistencia efectiva del hormigón 215
 - 2.2.2.6 Variabilidad de las características mecánicas del hormigón en el tiempo 219
 - 2.2.2.7 Variabilidad de las características deformacionales del hormigón en el tiempo 221

2.3	2.3	226
2.3.1	2.3.1	226
2.3.2	2.3.2	228
2.3.3	2.3.3	229
2.3.4	2.3.4	232
2.3.4.1	2.3.4.1	232
2.3.4.2	2.3.4.2	232
2.3.4.3	2.3.4.3	233
2.3.4.4	2.3.4.4	234
2.3.4.5	2.3.4.5	234
2.3.4.6	2.3.4.6	234
2.3.4.7	2.3.4.7	235
2.3.4.8	2.3.4.8	235
2.3.4.9	2.3.4.9	236
2.3.4.10	2.3.4.10	241
2.3.4.11	2.3.4.11	241
2.3.4.12	2.3.4.12	243
2.3.4.13	2.3.4.13	246
2.3.4.14	2.3.4.14	249
2.3.5	2.3.5	251
2.3.5.1	2.3.5.1	251
2.3.5.2	2.3.5.2	253
2.3.5.3	2.3.5.3	256
2.3.5.4	2.3.5.4	258
2.3.5.5	2.3.5.5	260
2.3.5.6	2.3.5.6	263
2.3.5.7	2.3.5.7	268
2.3.5.8	2.3.5.8	270
2.3.6	2.3.6	275
2.3.6.1	2.3.6.1	275
2.3.6.2	2.3.6.2	276
2.3.6.3	2.3.6.3	277
2.3.6.4	2.3.6.4	278
2.3.6.5	2.3.6.5	281
2.3.6.6	2.3.6.6	282
2.3.6.7	2.3.6.7	283

3 SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO Y HORMIGÓN 285

3.1	3.1	286
3.2	3.2	289
3.2.1	3.2.1	289
3.2.2	3.2.2	290
3.2.2.1	3.2.2.1	290
3.2.2.2	3.2.2.2	291
3.2.2.3	3.2.2.3	295
3.2.2.4	3.2.2.4	295
3.2.2.5	3.2.2.5	296
3.2.2.5.1	3.2.2.5.1	296
3.2.2.5.2	3.2.2.5.2	297
3.2.2.5.3	3.2.2.5.3	298
3.2.2.5.4	3.2.2.5.4	298
3.2.3	3.2.3	301
3.2.3.1	3.2.3.1	301
3.2.3.2	3.2.3.2	304
3.2.3.2.1	3.2.3.2.1	304
3.2.3.2.2	3.2.3.2.2	309
3.2.3.2.3	3.2.3.2.3	311

- 3.2.3.2.4 Análisis elásticos de soportes comprimidos con diferentes configuraciones 315
- 3.2.3.2.5 El concepto de “longitud equivalente de pandeo” 318
- 3.2.3.2.6 El pandeo según las antiguas normas alemanas y francesas: el método ω 320
- 3.2.3.2.7 La inestabilidad estructural según el Eurocódigo 3 322
- 3.2.3.2.8 Cargas equivalentes a la deformación de una barra comprimida 328
- 3.2.3.2.9 El pandeo de soportes compuestos 332
 - 3.2.3.2.9.1 Introducción 332
 - 3.2.3.2.9.2 La deformabilidad de las piezas compuestas 333
 - 3.2.3.2.9.3 Carga crítica y longitud de pandeo equivalente en piezas compuestas 334
 - 3.2.3.2.9.4 Determinación de esfuerzos en los enlaces de las piezas compuestas 338
- 3.2.3.2.10 Métodos aproximados para determinar la carga crítica de pandeo de Euler 340
- 3.2.3.3 El pandeo por torsión y por flexión y torsión de soportes comprimidos 342
 - 3.2.3.3.1 Introducción 342
 - 3.2.3.3.2 El pandeo por torsión 342
 - 3.2.3.3.3 El pandeo por flexión y torsión 345
- 3.2.3.4 El pandeo lateral de vigas 347
 - 3.2.3.4.1 Planteamiento general 347
 - 3.2.3.4.2 El pandeo lateral del cordón comprimido de un puente en celosía con tablero inferior 351
 - 3.2.3.4.3 Intestabilidad de un soporte sumergido en un medio elástico 354
- 3.2.3.5 Pandeo de placas: abolladura 355
 - 3.2.3.5.1 Introducción 355
 - 3.2.3.5.2 Análisis de la placa ideal: carga crítica de abolladura 356
 - 3.2.3.5.3 Comportamiento de la placa real en compresión y flexocompresión: el concepto de anchura eficaz 360
 - 3.2.3.5.4 La abolladura de la placa comprimida desde una perspectiva deformacional 369
 - 3.2.3.5.5 El cortante último 371
 - 3.2.3.5.6 Los métodos de Basler y de la Escuela de Cardiff 376
- 3.2.3.6 Secciones esbeltas flectadas: comportamiento poscrítico 383
 - 3.2.3.6.1 Introducción 383
 - 3.2.3.6.2 Métodos para determinar la capacidad resistente de una sección 385
 - 3.2.3.6.3 El concepto de secciones eficaces o reducidas 385
 - 3.2.3.6.4 Secciones esbeltas: análisis de su capacidad resistente a flexión 388
 - 3.2.3.6.5 Capacidad resistente de una chapa rigidizada comprimida 392
 - 3.2.3.6.6 Concepción y dimensionamiento de rigidizadores 401
 - 3.2.3.6.7 Esbelteces aconsejables para rigidizadores y chapas comprimidas 407
 - 3.2.3.6.8 Esbelteces límites en almas de vigas flectadas 409
- 3.3 Estructuras de hormigón armado 413
 - 3.3.1 Introducción compartida con las de hormigón pretensado 413
 - 3.3.2 Caracterización de los materiales 416
 - 3.3.3 Respuestas seccionales a solicitaciones individualizadas 417
 - 3.3.3.1 Solicitación de compresión, N, en piezas cortas 417
 - 3.3.3.2 Solicitación de tracción, T 418
 - 3.3.3.2.1 Introducción 418
 - 3.3.3.2.2 Comportamiento resistente y deformacional de un tirante de hormigón armado 419
 - 3.3.3.2.3 El mecanismo de fisuración y el concepto de “adherencia” 422
 - 3.3.3.2.4 Armaduras mínimas: control de fisuración y condición de ductilidad 427

- 3.3.3.2.5 Acerca del origen de las fisuras y de las estrategias para controlarlas 431
- 3.3.3.2.6 Aperturas tolerables de fisuras 440
- 3.3.3.3 Solicitación de flexión, M 443
 - 3.3.3.3.1 Consideraciones generales 443
 - 3.3.3.3.2 El diagrama momento-curvatura comentado 444
- 3.3.3.4 Solicitación de cortante 455
 - 3.3.3.4.1 Introducción 455
 - 3.3.3.4.2 Comportamiento de una viga solicitada por esfuerzos cortantes 457
 - 3.3.3.4.3 Comportamiento plástico de una viga de hormigón armado 460
 - 3.3.3.4.4 Métodos avanzados de análisis 463
 - 3.3.3.4.5 Reflexiones ingenieriles acerca de los esfuerzos de cortante 468
 - 3.3.3.4.6 Vigas sin armaduras transversales 471
 - 3.3.3.4.7 La verificación del cortante según diferentes normativas 477
 - 3.3.3.4.8 La transferencia de esfuerzos cortantes o rasantes entre dos superficies en contacto 484
 - 3.3.3.4.9 Punzonamiento 488
- 3.3.3.5 Solicitación de torsión, M_T 494
 - 3.3.3.5.1 Comportamiento de piezas solicitadas en torsión 494
 - 3.3.3.5.2 Caracterización del comportamiento torsional 496
- 3.3.4 Interacción de esfuerzos 499
 - 3.3.4.1 Flexión y compresión, N - M 499
 - 3.3.4.2 Flexión y cortante (M y V) 506
 - 3.3.4.3 Flexión, cortante y torsión (M , V y M_T) 507
- 3.3.5 Deformabilidad de elementos flectados 508
- 3.3.6 Inestabilidad y pandeo 513
 - 3.3.6.1 Introducción 513
 - 3.3.6.2 El concepto de inestabilidad en soportes de hormigón armado 515
 - 3.3.6.3 Diagramas "reducidos" de interacción N - M 516
 - 3.3.6.4 Diagramas de interacción N - M en función de la esbeltez del soporte 521
 - 3.3.6.5 El método de los coeficientes de reducción 522
 - 3.3.6.6 El método de la columna-modelo CEB-FIP (1978) 524
 - 3.3.6.7 La influencia de las coacciones a giros y desplazamientos en el comportamiento de soportes comprimidos 525
 - 3.3.6.8 Unas reflexiones finales acerca de las normativas 530
- 3.4 Estructuras de hormigón pretensado 531
 - 3.4.1 A modo de preámbulo 531
 - 3.4.2 Los orígenes del pretensado 532
 - 3.4.3 Aceros para pretensar: cables, barras y alambres 534
 - 3.4.4 El concepto del pretensado, análisis del comportamiento de un tirante traccionado 535
 - 3.4.5 El pretensado con cables curvos 540
 - 3.4.5.1 Introducción 540
 - 3.4.5.2 Análisis del comportamiento de una viga isostática pretensada 541
 - 3.4.6 El pretensado de vigas continuas 545
 - 3.4.6.1 Geometría de los cables 545
 - 3.4.6.2 Los momentos hiperestáticos de pretensado 546
 - 3.4.7 Losas postensadas 549
 - 3.4.8 Las pérdidas de pretensado 554
 - 3.4.8.1 Introducción 554
 - 3.4.8.2 Las pérdidas por rozamiento 554
 - 3.4.8.3 Pérdidas por penetración de cuña 555
 - 3.4.8.4 Pérdidas debidas al acortamiento elástico del hormigón 556
 - 3.4.8.5 Pérdidas diferidas de pretensado 556
 - 3.4.9 Tecnologías del pretensado 559
 - 3.4.9.1 Breve reseña historicista 559
 - 3.4.9.2 Sistema Freyssinet con anclajes de mortero zunchado 559
 - 3.4.9.3 Sistemas actuales de pretensado 561

- 3.5 Las estructuras mixtas de hormigón y acero 566
 - 3.5.1 Introducción 566
 - 3.5.2 Esbozos biográficos 567
 - 3.5.3 Análisis seccional 569
 - 3.5.4 Análisis global de una viga 572
 - 3.5.5 La eficiencia de las estructuras mixtas 574
 - 3.5.6 Dimensionamiento de la conexión 576
 - 3.5.6.1 Consideraciones previas 576
 - 3.5.6.2 Dispositivos de conexión 576
 - 3.5.6.3 Características de los pernos conectadores 578
 - 3.5.6.4 Comportamiento de un perno aislado 579
 - 3.5.6.5 Capacidad resistente de un perno aislado 580
 - 3.5.6.6 Distribución de pernos conectadores 581
 - 3.5.6.7 Efecto de la fluencia, la retracción y los gradientes de temperatura 584
 - 3.5.6.8 La resistencia a la fatiga de un perno conector 585
 - 3.5.7 Armaduras transversales 585
 - 3.5.8 Platabandas unidas a una losa de hormigón 586
 - 3.5.9 Posibilidades de utilización del pretensado 587
 - 3.5.10 Soportes mixtos 588
 - 3.5.10.1 Introducción 588
 - 3.5.10.2 Descripción y crítica del método propugnado en el Eurocódigo 4 590
 - 3.5.10.3 Método unificado de análisis de un soporte mixto 592
 - 3.5.10.4 La cuestión de la adherencia 595
- 4 TRANSFERENCIA DE FUERZAS 621**
 - 4.1 Preámbulo general 622
 - 4.2 Uniones en estructuras de acero 623
 - 4.2.1 Uniones roblonadas 623
 - 4.2.2 Uniones con tornillos ordinarios 624
 - 4.2.2.1 Características de los tornillos ordinarios 624
 - 4.2.2.2 Tipologías de uniones con tornillos ordinarios 625
 - 4.2.2.3 Dimensionamiento de uniones con tornillos ordinarios 626
 - 4.2.3 Uniones con tornillos de alta resistencia pretensados 628
 - 4.2.3.1 Introducción 628
 - 4.2.3.2 Características de los tornillos de alta resistencia 628
 - 4.2.3.3 Comportamiento de las uniones con T.A.R. pretensadas 630
 - 4.2.3.4 Uniones en torres eólicas de acero 633
 - 4.2.3.5 Verificación de uniones con T.A.R. pretensados 634
 - 4.2.4 Uniones soldadas 635
 - 4.2.4.1 Introducción 635
 - 4.2.4.2 Procedimientos de soldadura 636
 - 4.2.4.3 Defectos en la soldadura 637
 - 4.2.4.4 Dimensionamiento de las uniones soldadas 638
 - 4.3 En estructuras de hormigón armado 641
 - 4.3.1 Introducción 641
 - 4.3.2 Barras aisladas ancladas al hormigón 642
 - 4.3.3 Barras agrupadas 646
 - 4.3.4 Anclajes dispuestos en hormigones endurecidos 648
 - 4.3.5 Empalme de barras por solape 649
 - 4.3.6 Nuevos dispositivos de anclaje y solape de barras 650
 - 4.4 En estructuras de hormigón pretensado 651
 - 4.5 En estructuras mixtas de hormigón y acero 651
 - 4.6 Entre estructuras y terreno de cimentación 652
 - 4.6.1 Introducción 652
 - 4.6.2 Cimentaciones superficiales 653
 - 4.6.2.1 Consideraciones previas 653
 - 4.6.2.2 Deformabilidad del terreno de cimentación: interacción suelo-estructura 655
 - 4.6.2.3 Comportamiento de una viga flotante 658
 - 4.6.2.4 Capacidad resistente del terreno de cimentación 660

- 4.6.3 Cimentaciones profundas 667
 - 4.6.3.1 Consideraciones previas 667
 - 4.6.3.2 Comportamiento del pilote aislado solicitado por un axil centrado 668
 - 4.6.3.3 Equilibrio de encepados pilotados y pilas-pilote 673
 - 4.6.3.4 Eficiencia de los grupos de pilotes 674
 - 4.6.3.5 La contribución de los encepados 677
 - 4.6.3.6 Pilotes solicitados por cargas horizontales y por momentos aplicados en cabeza 678
- 4.6.4 Micropilotes 681
- 4.6.5 Anclajes activos al terreno 682
- 4.7 Sistemas de contención de tierras 685
 - 4.7.1 Introducción 685
 - 4.7.2 Muros de contención de tierras 686
 - 4.7.2.1 Muros de piedra, de hormigón en masa o ligeramente armados 686
 - 4.7.2.2 Muros de hormigón armado 687
 - 4.7.2.3 Muros pantalla 690
 - 4.7.2.3.1 Consideraciones generales 690
 - 4.7.2.3.2 Criterios de dimensionamiento 691
 - 4.7.2.4 Muros geosintéticos 692
 - 4.7.2.5 Muros con rellenos granulares reforzados 693
 - 4.7.3 Entibaciones 693
 - 4.7.4 Cajones rellenos de tierras 694
 - 4.7.5 Estructuras enterradas 696
 - 4.7.5.1 Consideraciones previas 696
 - 4.7.5.2 Estructuras construidas a cielo abierto 697
 - 4.7.5.2.1 Bóvedas 697
 - 4.7.5.2.2 Tuberías enterradas 698
 - 4.7.5.2.3 Galerías de servicio 699
 - 4.7.5.2.4 Pasos inferiores 699
 - 4.7.5.3 Túneles perforados 700
 - 4.7.5.3.1 Consideraciones generales 700
 - 4.7.5.3.2 Metodología del proyecto de un túnel: condiciones de contorno y elogio de la geología 702
 - 4.7.5.3.3 Los túneles en la historia 704
 - 4.7.5.3.4 Diferentes tipos de construcciones enterradas 705
 - 4.7.5.3.5 Concepción de obras subterráneas 706
 - 4.7.5.3.6 Acerca del dimensionamiento de túneles y sus revestimientos 709
 - 4.7.6 Estribos de puentes 713

5 DISPOSITIVOS DE APOYO 719

- 5.1 Relato historicista 720
- 5.2 Apoyos de neopreno zunchado 726
 - 5.2.1 Características generales 726
 - 5.2.2 Comportamiento tensional y deformacional: criterios de dimensionamiento 726
 - 5.2.3 Colocación de aparatos de apoyo 730
- 5.3 Otros tipos de dispositivos de apoyo 731
- 5.4 Rótulas Freyssinet 731
- 5.5 La pila dúctil 734

6 CONCEPCIÓN, DIMENSIONAMIENTO, VERIFICACIÓN DE ZONAS SINGULARES: EL MÉTODO *STRUT AND TIE* (BIELAS Y TIRANTES) 739

- 6.1 Preámbulo general 740
- 6.2 El método *strut and tie* en las estructuras de hormigón 741
 - 6.2.1 Definición y localización de las zonas D y B 741
 - 6.2.2 Vigas de gran canto 742
 - 6.2.3 Transmisión de cargas puntuales 744
 - 6.2.4 Singularidades en vigas flectadas 745
 - 6.2.5 Ménsulas de soportes 747

- 6.2.6 Encuentros de vigas con soportes 748
- 6.2.7 Anclajes de vigas pretensadas y postensadas 750
- 6.2.8 Zapatas en cimentaciones directas y sobre pilotes 750
- 6.2.9 Geometrías y capacidad resistente de bielas y tirantes 750
- 6.2.10 Diferentes nudos en los encuentros de bielas y tirantes 751
- 6.3 Las zonas D en las estructuras de acero 753
 - 6.3.1 Introducción 753
 - 6.3.2 Criterios generales para la concepción y la verificación de nudos 754
 - 6.3.3 Nudos de pórtico 756
 - 6.3.4 Ménsulas cortas 757
 - 6.3.5 Bases de soportes 759
 - 6.3.6 Apoyos de vigas 760
 - 6.3.7 Diafragmas de apoyo en secciones en cajón 761
- 7 LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL 763**
 - 7.1 Introducción 764
 - 7.2 Funcionalidad estructural 764
 - 7.3 La vida útil de una estructura 766
 - 7.4 Coste y seguridad estructural 768
 - 7.5 Las incertidumbres asociadas a las estructuras 769
 - 7.6 Breve historia de la seguridad 774
 - 7.6.1 La seguridad estructural desde la Antigüedad hasta el siglo XIX 774
 - 7.6.2 El método determinista de las tensiones admisibles 775
 - 7.6.3 Seguridad y probabilismo 776
 - 7.6.4 Fiabilidad estructural 781
 - 7.6.5 Sobre el concepto de riesgo y su aceptabilidad 782
 - 7.7 Teoría de los estados límite 783
 - 7.7.1 Introducción 783
 - 7.7.2 Situaciones de proyecto 784
 - 7.7.3 Estados límite 785
 - 7.7.4 Criterios de aplicación 787
 - 7.7.5 Formatos de verificación 790
 - 7.7.6 Algunos valores de referencia para la verificación de los estados límites de servicio 793
 - 7.7.7 Estado límite de desplazamientos en puentes de carretera 795
- 8 LA DINÁMICA ESTRUCTURAL 799**
 - 8.1 Preámbulo general 800
 - 8.1.1 Introducción 800
 - 8.1.2 Destellos biográficos 802
 - 8.1.3 Reflexiones sobre la ingeniería dinámica 803
 - 8.1.4 Clasificación de las solicitaciones 807
 - 8.1.5 Contenido y estructuración general del capítulo 808
 - 8.2 Sistemas con un único grado de libertad (1GDL) 811
 - 8.2.1 Introducción 811
 - 8.2.2 La estática: un caso particular de la dinámica estructural 812
 - 8.2.3 Vibraciones libres sin amortiguamiento 813
 - 8.2.4 Vibraciones libres con amortiguamiento viscoso 818
 - 8.2.5 Vibraciones sin amortiguamiento provocadas por solicitaciones armónicas 821
 - 8.2.6 Vibraciones amortiguadas provocadas por solicitaciones armónicas 824
 - 8.2.6.1 Comportamiento y respuesta estructural 824
 - 8.2.6.2 Reacción de apoyo, $R_T(t)$, y coeficiente de transmisibilidad, T_R 827
 - 8.2.7 Vibraciones amortiguadas provocadas por solicitaciones periódicas no armónicas 828
 - 8.2.8 Vibraciones provocadas por solicitaciones aperiódicas o impulsivas 829
 - 8.2.8.1 Comportamiento y respuesta estructural 829
 - 8.2.8.2 Respuesta a un impulso unitario y deducción de la integral de Duhamel 830
 - 8.2.8.3 Análisis en el dominio frecuencial: la transformada de Fourier 832
 - 8.2.9 Sistemas generalizados con un único grado de libertad, 1GDL 834

- 8.3 Sistemas con dos grados de libertad (2GDL) 839
 - 8.3.1 Introducción 839
 - 8.3.2 Análisis de un sistema 2GDL, sin amortiguamiento 840
 - 8.3.3 El concepto de "coordenada principal" 842
 - 8.3.4 Vibraciones armónicas forzadas 843
 - 8.3.5 Sistemas amortiguados 845
- 8.4 Sistemas con múltiples grados de libertad (MGDL) 845
 - 8.4.1 Introducción 845
 - 8.4.2 Ecuaciones de equilibrio de sistemas MGDL 846
 - 8.4.3 Fundamentos del análisis modal 847
- 8.5 Vibraciones de sistemas continuos 850
- 8.6 Método aproximado de Rayleigh 852
- 8.7 Método aproximado de Rayleigh-Ritz 853
- 8.8 Formulación de Dunkerley 854
- 8.9 Influencia del esfuerzo axial sobre las frecuencias de vibración 855

9 ACCIONES SOBRE LAS ESTRUCTURAS 857

- 9.1 Introducción 858
- 9.2 Sobre la temporalidad de las acciones 860
- 9.3 Incertidumbres asociadas a los modelos estructurales 862
- 9.4 Descripción y caracterización de procesos aleatorios 865
 - 9.4.1 Consideraciones generales 865
 - 9.4.2 Caracterización estadística de procesos aleatorios 865
 - 9.4.3 Desarrollo en serie y transformada de Fourier 870
 - 9.4.4 Función de densidad espectral de potencia 871
 - 9.4.5 Espectros de potencia y densidad espectral de potencia 872
 - 9.4.6 Vibraciones aleatorias 874
- 9.5 Acciones debidas al viento 876
 - 9.5.1 Acerca de la naturaleza del viento 876
 - 9.5.2 El viento desde la perspectiva meteorológica 878
 - 9.5.3 La caracterización del viento 881
 - 9.5.3.1 Consideraciones generales 881
 - 9.5.3.2 La velocidad del viento 881
 - 9.5.4 Cargas de viento estáticas en una corriente incidente turbulenta 889
 - 9.5.5 Fenómenos aerodinámicos en estructuras 890
- 9.6 Oleaje y corrientes marinas y fluviales 893
 - 9.6.1 Introducción 893
 - 9.6.2 Clasificación de las ondas 894
 - 9.6.3 Descripción matemática del oleaje 894
 - 9.6.4 Las olas como procesos aleatorios 895
 - 9.6.5 Especificaciones de la ola de proyecto 897
 - 9.6.6 Cálculo de las fuerzas de oleaje 897
- 9.7 Acciones sísmicas 898
 - 9.7.1 Introducción 898
 - 9.7.2 La naturaleza de los movimientos sísmicos 900
 - 9.7.3 El registro de las acciones sísmicas 903
 - 9.7.4 Estrategia para analizar el comportamiento de estructuras solicitadas sísmicamente 904
 - 9.7.5 El concepto de espectro de respuesta 905
 - 9.7.6 Las acciones sísmicas según el Eurocódigo 8 908
 - 9.7.7 Respuesta a sistemas elastoplásticos 911

10 ALGUNAS TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES DE ESPECIAL INTERÉS 917

- 10.1 Consideraciones generales 918
- 10.2 Torres eólicas 919
 - 10.2.1 Introducción 919
 - 10.2.2 Las alas, o palas, de las torres eólicas 924
 - 10.2.3 Los aerogeneradores que coronan las torres eólicas 926
 - 10.2.3.1 Introducción 926

- 10.2.3.2 El buje (*hub*) 927
- 10.2.3.3 La góndola, o *nacelle* 928
- 10.2.3.4 El tren de potencia (*drive train*) 928
- 10.2.3.5 La multiplicadora (*gearbox*) 928
- 10.2.3.6 El eje de alta velocidad (*high speed shaft*) 929
- 10.2.3.7 El generador 930
- 10.2.3.8 Sistemas de orientación (*yaw system*) 930
- 10.2.3.9 Sistema de control (*control system*) 931
- 10.2.3.10 Protecciones contra descargas eléctricas 932
- 10.2.4 Torres *on shore* de acero 932
 - 10.2.4.1 Consideraciones generales 932
 - 10.2.4.2 Concepción de las torres tubulares de acero 933
 - 10.2.4.3 Dimensionamiento de las torres de acero 933
 - 10.2.4.3.1 Acciones 933
 - 10.2.4.4 Análisis estructural 936
 - 10.2.4.5 Uniones entre tramos 938
- 10.2.5 Torres *on shore* prefabricadas de hormigón 942
 - 10.2.5.1 Introducción 942
 - 10.2.5.2 Concepción de las torres eólicas de hormigón 944
 - 10.2.5.2.1 Geometría 944
 - 10.2.5.2.2 Sistemas constructivos y criterios de dimensionamiento 945
- 10.3 Cimentaciones de torres eólicas *on shore* 946
 - 10.3.1 Consideraciones previas 946
 - 10.3.2 Evaluación genérica del comportamiento de las zapatas 947
 - 10.3.3 Identificación de superficies de control 947
 - 10.3.4 Evaluación del comportamiento de las superficies de control 948
 - 10.3.5 Análisis de los factores determinantes en la verificación de las zapatas 951
 - 10.3.6 Sobre la capacidad a cortante y punzonamiento de las estructuras de hormigón armado 952
 - 10.3.6.1 Zapatas o losas sin armaduras de cortante 952
 - 10.3.6.2 Zapatas o losas con armadura de cortante 953
 - 10.3.7 Un hecho significativo que no debe pasar desapercibido 955
 - 10.3.8 Cimentaciones prefabricadas con jabalcones 955
- 10.4 Puentes y viaductos integrales y semiintegrales 957
 - 10.4.1 Introducción 957
 - 10.4.2 Viaductos integrales 959
 - 10.4.3 Sobre las similitudes y diferencias de los puentes de carretera y de los viaductos ferroviarios 962
 - 10.4.4 La génesis de los viaductos integrales 963
 - 10.4.5 Análisis del comportamiento de viaductos integrales 965
 - 10.4.5.1 Características de un viaducto integral 965
 - 10.4.5.2 Anatomía de un viaducto integral 967
 - 10.4.5.2.1 Preámbulo 967
 - 10.4.5.2.2 Configuración general 967
 - 10.4.6 Estribos de viaductos integrales 970
 - 10.4.6.1 Introducción 970
 - 10.4.6.2 Estribos para viaductos de altura moderada 971
 - 10.4.6.3 Geometría de estribos 972
 - 10.4.6.4 Estribos desacoplados 973
 - 10.4.6.5 Estribos bajos y viaductos semiintegrales 976
 - 10.4.6.6 Reflexiones sobre detalles constructivos en viaductos integrales y semiintegrales 977
 - 10.4.7 Criterios para la monitorización de viaductos integrales 981
 - 10.4.8 Sobre costes de construcción y mantenimiento 982
 - 10.4.9 Pautas para el proyecto de viaductos integrales 983
- 10.5 Vía-placa en trazados ferroviarios 986
 - 10.5.1 Introducción 986
 - 10.5.2 Vía-placa en viaductos ferroviarios 987
 - 10.5.2.1 La evolución de la relación vía-tablero 987
 - 10.5.2.2 Experiencias internacionales 988

10.5.3	El comportamiento del carril soldado	989
10.5.3.1	Una breve mirada al pasado	989
10.5.3.2	Problemática del comportamiento del carril soldado	990
10.5.3.3	Influencia de la presencia de un viaducto en el comportamiento de los carriles largos soldados	993
10.5.3.4	Sobretensiones en carriles provocadas por las variaciones de temperaturas en el entorno de viaductos	994
10.5.4	Recomendaciones para dimensionar viaductos ferroviarios	997
10.5.4.1	Reflexiones genéricas	997
10.5.4.2	Evaluación de las tensiones adicionales provocadas por las variaciones de temperatura en los carriles largos soldados	997
10.5.4.3	Sobretensiones en los carriles provocados por el frenado y el arranque	999
10.5.4.4	Sobretensiones en los carriles provocados por la deformabilidad vertical del tablero	1001
10.5.5	Descripción del sistema Rheda en viaductos	1001
10.6	Criterios para la concepción y el dimensionamiento de viaductos ferroviarios	1004
10.6.1	Objetivos	1004
10.6.2	Pautas para el proyecto	1004
10.6.3	Procesos constructivos	1009
10.6.4	Integración paisajística y ambiental	1009
10.6.5	Bases de cálculo	1010
10.6.6	Interacción vía-estructura	1011
10.6.7	Solución vía-placa en viaductos	1013
10.7	Depósitos de gas natural licuado, GNL	1014
10.7.1	Introducción	1014
10.7.2	Antecedentes	1015
10.7.3	Concepción de los depósitos de GNL	1016
10.7.4	Una mirada al futuro	1019

11 REFLEXIONES SOBRE EL COSTE 1021

11.1	El coste de las estructuras	1022
11.1.1	Introducción	1022
11.1.2	La estructura de los costes estructurales	1023
11.1.3	Algunas observaciones sobre precios unitarios	1024

ANEJOS 1025

Ingenieros de referencia	1026
Libros de referencia	1029
Obras de referencia	1031
Biografía estructural de Javier Rui-Wamba	1037

CRÉDITOS FOTOGRÁFICOS 1057

BIBLIOGRAFÍA 1065

Prólogo

El libro que tiene en sus manos es un libro único. Nace de un sueño, y solo un soñador se aventuraría a explicar como nunca antes lo que muchas veces se ha explicado.

Para escribirlo, Javier Rui-Wamba ha invertido doce años, pero hacerlo posible es la labor de toda una vida: una vida de entrega y pasión por la profesión de ingeniero, en la que durante cinco décadas ha reunido en la valiosa biblioteca de Esteyco –su Esteyco– cerca de 8.000 volúmenes dedicados a la ingeniería, de los que una mayoría se refieren a la ingeniería estructural y geotécnica. Una pléyade creciente de libros siempre escogidos, de marcado carácter internacional y en multitud de idiomas, a los que se suman constantemente las mejores revistas especializadas en las que Javier Rui-Wamba no deja de bucear, seleccionando los artículos o noticias de más interés, aquellos que periódicamente distribuye por la oficina. Así, quienes hemos tenido el privilegio de crecer profesionalmente en la estela de Javier Rui-Wamba hemos podido disfrutar de una amplia y cuidada selección internacional de los mejores libros y publicaciones en el ámbito de la ingeniería de estructuras y sus cimientos.

Solo sobre una base así me atrevería a afirmar –como he hecho sin miedo a equivocarme– que es éste un libro único. Lo es, en primer lugar, por el ambicioso objetivo que persigue y alcanza: la mirada transversal y holística de la ingeniería estructural, con la que ya su título nos atrapa.

Las últimas décadas han sido testigos de un vertiginoso avance en muchas áreas de la ingeniería, espoleado por una accesibilidad inusitada a conocimientos, información y herramientas que progresan sin cesar. El desarrollo de materiales de construcción nuevos o mejorados, la disponibilidad de más capaces y sofisticados medios de construcción o las actuales posibilidades de análisis y diseño asistido por ordenador, que generaciones anteriores de ingenieros no habrían siquiera imaginado, son solo algunos de los avances de los que cabría esperar que impulsaran y transformaran las destrezas y los logros de los ingenieros estructurales de hoy y de mañana.

Sin embargo, cabe poner en duda que ello quede reflejado en la generalidad de nuestros proyectos y obras, vistos a la luz de las de aquellos que nos precedieron. Son escasas las respuestas a los problemas que vienen en forma de nuevas o mejores soluciones, y la innovación o la enriquecedora amalgama entre disciplinas parecen a menudo estar más desincentivadas que lo contrario.

Acaso esta aparente contradicción tenga que ver con una pujante especialización, a la que el ingeniero se ve hoy frecuentemente empujado, que le permite saber cada vez más, pero de cada vez menos cosas. La bendición de una creciente cantidad de conocimientos más y más accesibles y detallados tiene la contrapartida de derivar en un número igualmente creciente de ramas para la formación y la práctica profesional, en las que proliferan innumerables normas, herramientas o publicaciones específicas.

Así, esos admirables progresos que se efectúan corren el riesgo de quedar aislados en el campo concreto en el que se originaron; la innovación corre el riesgo de verse amedrentada por la reglamentación, y los departamentos universitarios que forman a los ingenieros pueden convertirse en compartimentos en los que la enseñanza de las estructuras se disperse y desmenuce más de lo deseable. El ingeniero, en definitiva, corre el riesgo de ver mermada su visión global y, con ella, su capacidad para afrontar problemas que no acostumbran a plegarse ante artificiosas fronteras entre especialidades.

Con este libro, Javier Rui-Wamba regala al ingeniero estructural un antídoto ante dichos riesgos.

Un tratamiento profundamente didáctico, riguroso y exhaustivo que con vocación generalista abarca los grandes campos de la ingeniería estructural, cosiéndonos con un hilo de transversalidad tan inédito como oportuno, que enriquecerá tanto a estudiantes como a ingenieros dedicados a proyectar estructuras; así como, en particular, a los profesores que asumen la elevada misión de dar a las nuevas generaciones de ingenieros estructurales una formación amplia y sólida. Un planteamiento que fomenta un aprendizaje de las estructuras con carácter integral y pluridisciplinar, que contribuye a situar el conocimiento especializado en un marco más general y estimulante.

Diversos son los soportes irrenunciables de la competencia y la aptitud del ingeniero estructural, entre otros: la lógica de los flujos de fuerzas y su transferencia, el conocimiento de los distintos materiales entre los que puede, y debe, contarse el terreno que es prolongación de nuestras estructuras, la capacidad para concebir y verificar los sistemas que les dan forma –ya sean de acero, hormigón o mixtos–, la comprensión de los medios y métodos constructivos que las hacen posibles, el entendimiento de las acciones que las solicitarán o de los criterios de seguridad que les son exigibles, la consciencia de sus costes y de la necesidad de integración en el entorno. Solo si se posibilita dicha visión global se está dotando al ingeniero de la perspectiva para tomar decisiones adecuadas y para acertar en el enunciado de los problemas a los que se enfrente, primer y fundamental paso para su resolución.

Javier Rui-Wamba nos muestra cómo tan estimulante reto se facilita al identificar y entender lo mucho que tienen en común todas las estructuras, cualquiera que sea su función o el material con el que se construyan; algo que con frecuencia queda oculto entre las diferencias históricamente establecidas en su enseñanza, su análisis o su reglamentación. Como esencial vehículo de esa mirada transversal, el libro reivindica y clarifica la importancia de los fundamentos, no siempre visibles pero siempre presentes: raíces comunes de disciplinas que a menudo se ven artificialmente separadas, y que Javier Rui-Wamba reúne bajo la esclarecedora luz del mismo foco.

Los conceptos de equilibrio y compatibilidad de deformaciones, o el de la siempre deseable ductilidad, que suele ser responsable de aunarlos en la práctica de un buen diseño, son algunos de los conceptos esenciales que reaparecen a medida que el libro va recorriendo distintas áreas de la ingeniería estructural, cohesionando el completo y valioso cuerpo de conocimiento y de criterio ingenieril que ofrece.

Así, y a modo de ejemplo, el lector comprenderá las enriquecedoras analogías que existen en la transferencia de esfuerzos rasantes ala-alma en vigas de hormigón armado y en las conexiones acero-hormigón de vigas mixtas; asimilará la unidad conceptual que hay detrás del estudio de la inestabilidad de soportes comprimidos metálicos o de hormigón, en didáctico contraste con las diferencias entre sus formulaciones de cálculo; visualizará cómo el método *strut and tie* –originalmente desarrollado para estructuras de hormigón– tiene mucho que decir a la hora de estudiar zonas singulares de estructuras metálicas o mixtas; o entenderá que los análisis y criterios de diseño de la situación pluritensional que se genera en el alma de una viga sometida a cortante –aparentemente tan dispares en estructuras metálicas y de hormigón– tienen fundamentos comunes, en los que cabe basar criterios asimilables a ambos casos que faciliten la comprensión y el tratamiento práctico de un fenómeno complejo.

Ese carácter visionario –si se compara con los métodos más habituales de enseñanza y con la división y aparente independencia de las normas y los códigos que acompañan al ingeniero en su práctica profesional– tiene otro claro ejemplo en el modo en el que el libro incorpora el terreno al listado de materiales esenciales que el ingeniero de estructuras debe conocer para plantear adecuadamente el enunciado del problema estructural al que se enfrenta. El libro reúne y fundamenta órdenes de magnitud y simplificaciones prácticas de gran utilidad; sin renunciar a tratar con rigor las especificidades que gobiernan la compleja respuesta y la caracterización del terreno, raramente recogidas en tratados no exclusivamente geotécnicos. Todo ello sin pretender sustituir el necesario diálogo entre especialistas y disciplinas; muy al contrario: promoviéndolo y facilitándolo, para que ese terreno fronterizo en el que conviven sea lugar de fructífero entendimiento.

Esa vocación unificadora, que a lo largo del libro genera vasos comunicantes entre distintos campos de la ingeniería estructural y que contribuye a relacionar y asentar conceptos, convive con un tratamiento profundo de cada uno de dichos campos y sus especificidades, rebotando en cuidadas e ilustrativas figuras y gráficas, con múltiples ejercicios y ejemplos prácticos. Recoge las más relevantes referencias a la normativa aplicable, convenientemente acompañadas de explicaciones sobre la razón de ser de su articulado, que ayudan a su comprensión y a dotar al ingeniero de criterio para afrontar los casos, no

tan infrecuentes, en los que resulte necesario o beneficioso salir del amparo de soluciones normalizadas sancionadas por la reglamentación.

He afirmado que es este un libro único por ese inédito planteamiento de generalidad y didáctica transversalidad. Lo es también por la difícilmente repetible historia de capacidad, experiencia y generosidad que hay detrás de su autoría. Una singularidad no podría entenderse sin la otra.

A lo largo del libro late en efecto el especial modo en el que se aúnan, en la persona de Javier Rui-Wamba, el brillante profesor y el prolífico ingeniero. Quien esto escribe no ha cesado de cruzarse en su día a día profesional con ingenieros que, al oír mencionar a Rui-Wamba, han recordado con admiración y agradecimiento sus clases en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid, en la que durante diecisiete años fue profesor de la cátedra de Puentes y Estructuras Metálicas. A esa experiencia docente, Javier Rui-Wamba suma una amplia experiencia activa, y a menudo protagonista, en diversos comités nacionales e internacionales que han dado origen a normativas de referencia sobre distintos tipos de estructuras: desde el Comité Europeo del Hormigón (CEB), cuando generó el valioso Código Modelo 1990 –probablemente, la mejor y más influyente norma de hormigón estructural que se haya escrito– pasando por la comisión internacional redactora del Eurocódigo-4 para estructuras mixtas, hasta los distintos equipos que el propio Javier Rui-Wamba coordinó para dar lugar a las Recomendaciones para el diseño de Puentes Metálicos (RPM-95) y Puentes Mixtos (RPX-95), o la Guía para la Concepción de Puentes Integrales de Carreteras.

Pero lo que multiplica y proyecta el valor de esa extraordinaria y diversa experiencia docente o normativa es sin duda la amplísima y exitosa trayectoria de Javier Rui-Wamba llevando esos conocimientos a la realidad de la práctica profesional y de la obra construida, liderando a un equipo multidisciplinar que ha proyectado innumerables estructuras de todo tipo en más de una treintena de países, con toda clase de materiales, con frecuencia de gran complejidad y siempre de gran diversidad. Javier Rui-Wamba ha sido pionero en el uso y la introducción en nuestro país de varias técnicas o diseños innovadores que hoy se han normalizado, desde los primeros usos en España de forjados de casetones recuperables, hormigones de muy alta resistencia o losas postesadas, hasta realizaciones pioneras en puentes integrales de ferrocarril o torres eólicas de gran altura. Esa trayectoria le ha granjeado numerosos premios y reconocimientos; entre otros muchos, la Medalla de Honor del Colegio de Ingenieros o el Premio Nacional de Ingeniería Civil, el más alto galardón que otorga el Ministerio de Fomento.

En ese fecundo recorrido, Javier Rui-Wamba ha predicado con el ejemplo sobre las bondades de esa visión generalista y transversal que promulga. Le he visto anticipar con profético acierto la ventaja del hormigón en el diseño de torres eólicas para las que la ortodoxia pedía acero, o la ventaja del acero en el diseño de un puente ferroviario para el que la ortodoxia pedía hormigón. Le he visto trasladar con gran éxito ideas originadas para estructuras de madera a torres eólicas, ideas originadas para torres eólicas a las pilas de puente, e ideas originadas para pilas de puente a los mejores aparatos de apoyo, que son aquellos cuya necesidad puede evitarse, por esbozar solo algunos ejemplos.

La sobresaliente labor profesional de Javier Rui-Wamba le ha llevado a convertirse en el primer miembro electo de la Real Academia de Ingeniería, siendo su libro *Aforismos estructurales* –inspirado en su discurso de ingreso en la Academia– de obligada y estimulante lectura para los que trabajamos en torno a la ingeniería estructural y un buen reflejo del carácter humanista de Javier Rui-Wamba. Carácter que impregna también este libro, como se muestra en los interesantes extractos biográficos que lo salpican y ayudan al lector a apreciar las historias humanas que hay detrás de los grandes avances y conocimientos de la ingeniería que el libro recoge y pone didácticamente a su alcance.

Solo quien se ha enfrentado a la realidad de tantos y tan variados diseños estructurales sabrá dar a los necesarios conocimientos académicos una conveniente orientación práctica, que se va plasmando a lo largo del libro en forma de criterios de diseño, prácticos órdenes de magnitud de referencia y constructivas advertencias sobre los riesgos más habituales a los que se enfrentan hoy quienes conciben y diseñan las estructuras del mañana.

“Los ingenieros somos gestores de incertidumbres”; “La ductilidad es puente sobre nuestra ignorancia”; “No se debe calcular una estructura que no se sepa dibujar ni se deben emplear fórmulas cuyo significado físico se desconoce”; “No se puede conocer el estado tensional de una estructura”; “No se debe resolver por ordenador un problema sin saber obtener antes una aproximación manual, ni debe darse por buena su resolución numérica sin visitar esa estimación previa”. Son algunos de los aforismos acuñados por Javier Rui Wamba que a lo largo del libro fundamentan valiosos consejos y lecciones prácticas que se repiten porque aplican a la generalidad de campos de la ingeniería estructural.

Esa singular combinación de talento y amplia experiencia, tanto docente como profesional, es desde luego una condición necesaria para la génesis de un libro como este, pero no suficiente. Ha de llegar acompañada de un extraordinario espíritu de generosidad y amor por el conocimiento que, desde la atalaya de una trayectoria de más de cincuenta años colmada de éxitos y reconocimientos, rechace cualquier atisbo de conformismo para aventurarse en un reto de tanto calado y ambición. Este reto ha nacido de un sueño que para hacerse realidad ha requerido cerca de un centenar de los inconfundibles Pilot V5 de Javier Rui-Wamba, con los que ha generado alrededor de 3.000 páginas manuscritas, cuajadas de formulaciones y figuras, base de un libro en el que Javier Rui-Wamba y un estrecho grupo de colaboradores han invertido 9.000 horas de trabajo intelectualmente fértil. La inteligencia y la genialidad que hay detrás de este libro solo lo han llevado a la luz acompañadas de una inquebrantable capacidad de trabajo, impulsada por un afán de compartir conocimiento para el progreso de la ingeniería y la profesión. Es el legado de un ingeniero irreplicable, reflejo del lema que ha presidido su trayectoria: «Trabajar para saber, saber para trabajar».

José Serna

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Director de Tecnología de ESTEYCO

Introducción

Estructura y contenido



Estructura y contenido

Las estructuras no se calculan, se sienten. Por eso este libro no trata, aún cuando pueda aparentarlo, del cálculo de estructuras. Pretende ser un instrumento para comprenderlas, con la inestimable e imprescindible ayuda de los cálculos. Porque su autor comparte, en buena medida, la opinión de quienes piensan que solo se sabe lo que se puede cuantificar.

Pero la cuantificación no puede ser la auténtica finalidad del saber estructural. Debe ser la consecuencia que se deriva de dicho saber. Y, a este respecto, es mucho más intuitivo, y arraiga con más rapidez y profundidad en la mente del ingeniero, plantear todo el análisis estructural y el comportamiento de los materiales desde bases deformacionales claras. Porque son las deformaciones las que realmente existen y son perceptibles. Y es, a partir de ellas, cómo se pueden deducir tensiones y esfuerzos –conceptos abstractos– que utilizamos como estrategia para verificar comportamientos y para justificar las hipótesis estructurales que empleamos habitualmente.

Los libros y las normas que tratan de estructuras suelen tener muy diferentes índices que, normalmente, reflejan la orientación de sus contenidos, la importancia que conceden a los diferentes capítulos y la intencionalidad que subyace en el orden escogido, e incluso pueden informar acerca de la especialización y las preferencias de los autores. El índice de un libro o una norma de estructuras es la manifestación de la lógica del pensamiento que habrá presidido su redacción. Por eso no hay dos índices iguales, porque las estructuras son una realidad compleja, que se puede enfocar desde muy diversos puntos de vista. El escogido en este caso se esboza en este apartado previo, desde el que se pretende explicar cual ha sido el hilo conductor que ha enhebrado los diferentes capítulos, subrayando, al hacerlo, las intenciones que han motivado su redacción.

En el texto se hace referencia, en primer lugar, a las estructuras planas constituidas por elementos rectos, vigas y pilares; que, en su configuración más general, constituirán un entramado estructural con nudos, apoyos y zonas singulares en los puntos de aplicación de las cargas o en los lugares en los que cambia bruscamente su geometría. Por ello, la estructura real siempre se puede modelizar mediante un sistema de barras, nudos, apoyos y zonas singulares (Figura 0.1).

El peso propio de la estructura y las cargas aplicadas provocan desplazamientos reales que, a su vez, se pueden asociar a tensiones normales, σ , y tangenciales, τ . La resultante del campo tensional, en una sección perpendicular a la directriz del elemento estructural, define los esfuerzos –flectores, cortantes, axiles y torsores, diferentes en cada sección– que se utilizan como instrumento eficazísimo para analizar el comportamiento de la estructura y justificar su dimensionamiento. Tal dimensionamiento no se deduce, en general, de los cálculos, sino que resulta de un proceso interactivo: el ingeniero concibe la estructura y hace un primer dimensionamiento del conjunto estructural. Lo hace basándose en su experiencia y en la de muchos otros que, a lo largo de la historia de la humanidad, han construido estructuras en cierto modo similares que se han comportado correctamente. Estima los esfuerzos, las tensiones, las deformaciones y otros parámetros –como la fisuración en el hormigón, o las vibraciones en estructuras solicitadas por sollicitaciones dinámicas– que controlan la adecuación de la estructura a los objetivos que se deben alcanzar.

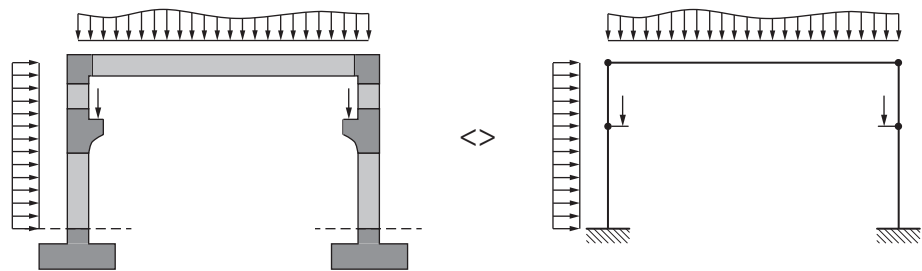


Figura 0.1 Modelo de barras para un pórtico genérico.

El ingeniero estructuralista o asimilado dibuja, asimismo, a una escala adecuada para poder “sentirla”, la estructura dimensionada previamente. Con todo el detalle que sea necesario si son los detalles los que pueden ser determinantes en su comportamiento. Y teniendo también muy presentes los condicionantes constructivos que, en ocasiones, son relevantes para seleccionar tipologías, materiales y procedimientos ejecutivos.

Después, y solo después, modeliza la estructura y, con la ayuda de programas de ordenador, obtiene una detallada cuantificación de desplazamientos, esfuerzos, estados tensionales y reacciones de apoyo del esquema estructural modelizado. En el que, en general, no se suele abordar el comportamiento de nudos y zonas singulares de la estructura, que requerirán análisis complementarios y específicos, para los cuales suele ser menos probable disponer de programas de cálculo fiables y eficientes. Por otra parte, es labor esencial del ingeniero analizar los resultados de los cálculos de ordenador, identificando y prestando atención prioritaria a los que son esenciales, sin dejarse aturdir por la ingente cantidad de datos que facilitan los programas modernos. Sabiendo que pueden existir errores en la introducción de datos que alimentan al programa o, en mucha menor medida, por errores intrínsecos al programa o por su inadecuación al problema planteado; por ejemplo, al caracterizar las condiciones de apoyo. Para ello, para evitar errores y profundizar además en el análisis de los datos del cálculo detallado y en el conocimiento de la estructura, el ingeniero debe contrastar los resultados del cálculo con las sus propias previsiones. Es esencial hacerlo y es, por tanto, indispensable tener órdenes de magnitud de esfuerzos, reacciones de apoyo y deformaciones antes de proceder a realizar cálculos detallados de ordenador.

El contenido de este libro tiene precisamente la intención de facilitar al ingeniero los instrumentos y las guías para concebir estructuras eficientes y realizar predimensionamientos fiables. Y, con tal finalidad, se ha establecido el orden y el contenido de los capítulos que lo configuran.

Los dos primeros capítulos tratan de la flexión; analizándose, para ello, el comportamiento de una viga recta, de sección constante, cargada en su plano de simetría y constituida por un material de características indefinidamente elásticas. Se aísla una rebanada, de espesor diferencial, solicitada por un momento flector y un esfuerzo cortante. De la condición de equilibrio y compatibilidad de deformaciones se deducen las expresiones que gobiernan el comportamiento de la viga y que relacionan cargas aplicadas (q), esfuerzos concomitantes (M , Q), desplazamientos, pendientes y curvaturas (y , y' , y''), tensiones normales (σ) y tangenciales (τ), con las características del material considerado indefinidamente elástico y caracterizado por su módulo de elasticidad longitudinal (E) y transversal (G) cuya definición requiere, por otra parte, la presencia del coeficiente de Poisson (ν), otra característica intrínseca del material.

En síntesis, el planteamiento del apartado de este capítulo es el que se describe a continuación.

Las formulaciones anteriores, fáciles de deducir y retener, son las que esencialmente gobiernan el cálculo de cualquier estructura de comportamiento indefinidamente elástico. No debe pasar desapercibido el hecho de que la metodología que permite su sencilla deducción se basa en la imposición de un virtual giro rotacional en la rebanada definido por dos valores, que son las incógnitas del problema que se trata de resolver: las deformaciones unitarias (ϵ_s , en la fibra superior, y ϵ_i en la fibra inferior). Aceptando –lo que es una aproximación utilísima para facilitar el análisis– que las secciones planas antes de la deformación se mantienen planas después. Se trata de la hipótesis que formuló J. Bernoulli en su publicación *Acta Eruditorum* en 1694 y que, muy posteriormente, a principios del siglo XIX, utilizó Navier para desarrollar su metodología para el análisis de piezas prismáticas. Por ello, la hipótesis de planeidad de las secciones antes y después de la deformación se suele conocer también como “hipótesis de Bernoulli-Navier” y también –olvidando injustamente su origen– como “hipótesis de Navier”. Definida la deformada de la sección, por sus valores ϵ_s e ϵ_i tendremos, automáticamente, un campo tensional, $\sigma = E \cdot \epsilon$, actuando sobre la sección. Dicho campo tensional equivale, por otra parte, al momento flector, M , aplicado.

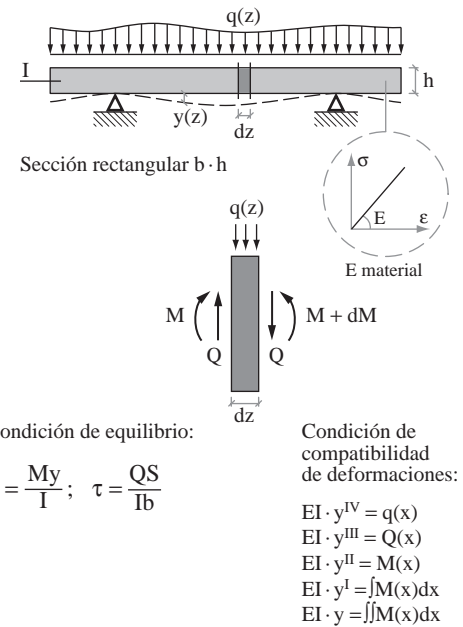


Figura 0.2 Comportamiento de una viga flectada.

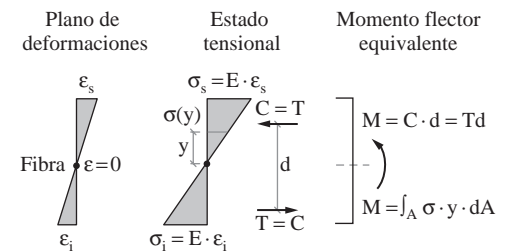


Figura 0.3 Equilibrio de una sección.

Estos planteamientos son igualmente válidos cualquiera que sea la geometría de la sección y son, al tiempo, independientes de la naturaleza isostática o hiperestática de la estructura que se está analizando, porque se basan en el principio universal de equilibrio aplicado a materiales indefinidamente elásticos y caracterizados exclusivamente por su módulo de elasticidad, E , o de Young. Serían también conceptualmente aplicables a estructuras con secciones de geometría variable, aunque en esos casos, lógicamente, la expresión de I , función de z , quedaría dentro del signo integral, de manera que tendríamos:

$$y' = \frac{1}{E} \int \frac{M(z)}{I(z)} \cdot dz \quad y = \frac{1}{E} \iint \frac{M(z)}{I(z)} \cdot dz$$

O lo que es lo mismo, a efectos prácticos podríamos sustituir la ley de momentos flectores $M(z)$ por otra ley $M(z)/I(z)$, dar después a I el valor unidad y aplicar idéntica metodología.

La expresión general que relaciona tensiones normales, σ , con el momento flector de componentes M_x y M_y a una sección cualquiera es:

$$\sigma_z = \frac{M_x (I_y \cdot y - I_{xy} \cdot x) + M_y (I_{xy} \cdot y - I_x \cdot x)}{I_x \cdot I_y - I_{xy}^2}$$

En el texto se deduce dicha expresión utilizando una metodología muy simple que conviene retener porque es de un gran interés práctico y permite determinar estados tensionales en secciones sencillas o complejas sin recurrir a fórmulas, aunque utilizando el método que ha permitido su deducción. Se provocan dos giros virtuales consecutivos: uno alrededor del eje X de la sección y otro alrededor del eje Y , ejes perpendiculares que se cruzan en el centro de gravedad de la sección. Al giro en relación con el eje XX le corresponde un estado tensional determinado y de inmediata deducción. La resultante de las tensiones correspondientes equivale a un momento M_{xx} y a otro M_{yx} . Análogamente al giro en relación con el eje YY le corresponden momentos M_{yx} y M_{yy} . Tendremos, pues, dos incógnitas (el valor de los giros θ_x y θ_y aplicados) y dos ecuaciones de equilibrio de momentos externos e internos:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Giro } \theta_x: M_{xx} + M_{yx} = M_x \\ \text{Giro } \theta_y: M_{xy} + M_{yy} = M_y \end{array} \right\} \vec{M}_x + \vec{M}_y = M, \text{ Momento flector aplicado}$$

En el apartado correspondiente se incluyen ejercicios con los que se pretende subrayar la sencillez y la utilidad de estos conceptos.

Por otra parte, la metodología utilizada ayuda a comprender la deformabilidad de la pieza. Cuando no existe simetría, el plano de aplicación de las cargas no coincide con el plano deformacional: la flexión esviada está asociada a la disimetría de secciones. La metodología empleada nos permite recordar conceptos, como los de producto de inercia, I_{xy} , ejes principales de inercia, posición de la fibra neutra, así como los métodos gráficos que permiten su determinación y que son análogos —los círculos de Mohr— a los utilizados para analizar estados tensionales.

A partir de la esencial fórmula deducida $EI \cdot y'' = M$ se establecen, con toda sencillez, los dos teoremas de Mohr, que son de una gran utilidad práctica, fáciles de recordar y de aplicar, para determinar deformadas —desplazamientos, pendientes y curvaturas— de los elementos estructurales analizados. En el texto se recuerdan los dos teoremas y se plantean algunos ejercicios de aplicación práctica. En particular, los teoremas de Mohr pueden ser muy útiles para determinar las reacciones de estructuras hiperestáticas. Y es por esta razón, también, por lo que se pone énfasis en estos sencillos y útiles teoremas. Porque —y hay más adelante un capítulo específico que trata de ello—, si se conocen las reacciones de apoyo de una estructura, se conoce lo esencial de su comportamiento, ya que ello permite deducir, con toda facilidad y fiabilidad, los esfuerzos que actúan en cada sección y, a partir de ellos, se pueden deducir los estados tensionales en el conjunto de la estructura y las deformaciones de los elementos que la componen. Porque, así como la metodología utilizada para analizar el comportamiento de una sección de un elemento flectado parte de unas deformaciones para llegar a unos momentos —resultado de la integración de

las tensiones asociadas a aquellas deformaciones–, en la práctica profesional, el proceso se invierte: hay que determinar los esfuerzos provocados por las cargas actuantes en la estructura y después deducir las tensiones correspondientes y, cuando el caso lo requiera, determinar la deformada de la estructura por la acción de las solicitaciones.

Los esfuerzos cortantes, que son los protagonistas del capítulo siguiente, tienen un significado físico muy preciso. Nacen de la exigencia de equilibrio de una rebanada y son la derivada del momento flector, como se ha visto en el primer capítulo y se recuerda en el presente.

Por otra parte, el análisis de la influencia del esfuerzo cortante no puede limitarse, como en el caso del flector, al del comportamiento de una sección. Al tratarse de un esfuerzo que nace de la variación a lo largo de la pieza del momento flector, interviene la tercera dimensión, lineal, del elemento estructural que hay que analizar en su conjunto, o al menos, en un tramo suficientemente significativo.

Así como el análisis de la respuesta provocada por el flector está gobernada por la sencilla expresión (Figura 0.4):

$$\sigma = E \frac{\Delta(dz)}{dz} = E_C$$

la fórmula que relaciona tensiones y deformaciones asociadas al cortante es (Figura 0.5):

$$\tau = G \gamma$$

Son necesarias dos parejas de tensiones tangenciales τ para que el elemento diferencial pueda estar en equilibrio. Dos de ellas estarán paralelas al plano de la sección, y las otras dos en dirección perpendicular al eje del elemento estructural. La deformación provocada por las tensiones tangenciales distorsiona la geometría de ángulos rectos del elemento diferencial. El conjunto de la rebanada se distorsiona (Figura 0.6) también como consecuencia de la presencia o la aplicación del cortante.

Por consiguiente, tras la deformación tangencial, la sección no se mantiene plana; lo que entra en contradicción con la hipótesis de Bernoulli, en la que se basan los análisis del comportamiento de una sección solicitada por un flector. Este hecho, digno de ser constatado y recordado, no impide que se acepten los resultados que se obtienen con estas metodologías como suficientemente precisos para la mayor parte de las aplicaciones prácticas. Las deformaciones por cortante son muy pequeñas, en general, en relación con las que provocan los flectores. En el texto se aborda, también, dicha cuantificación.

Es imprescindible, por otra parte, observar y retener que así como el módulo de elasticidad longitudinal, E , caracteriza el comportamiento del material “ideal”, indefinidamente elástico, solicitado por un momento flector, en el caso del cortante, y de las tensiones tangenciales asociadas, el parámetro que caracteriza el comportamiento del material es el módulo de elasticidad transversal, G , que se relaciona con el anterior con otro parámetro intrínseco al material que es el coeficiente ν de Poisson en honor de quien lo planteó por primera vez.

$$\tau = G \cdot \gamma \quad G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

A partir de estas formulaciones, la respuesta de una sección de un elemento estructural, construido con un material “ideal” indefinidamente elástico, solicitado por un esfuerzo cortante, se deduce con toda sencillez planteando la insoslayable condición de equilibrio del elemento infinitesimal solicitado simultáneamente por tensiones normales que van variando a lo largo de la directriz de la pieza y por las tensiones tangenciales concomitantes. Para ello, se analiza una sección de pared delgada de manera que la distribución de tensiones tangenciales en su pequeño espesor se pueda considerar uniforme.

A partir de esta condición de equilibrio y utilizando la fórmula general de la flexión deducida en el capítulo anterior, se obtiene la expresión más genérica del flujo de tensiones tangenciales ($q = \tau \cdot t$) en el espesor de la pieza:

$$q = \tau \cdot t = \frac{Q_y}{I_x \cdot I_y - I_{xy}^2} \cdot (I_y \cdot S_x - I_{xy} \cdot S_y) + \frac{Q_x}{I_x \cdot I_y - I_{xy}^2} \cdot (I_{xy} \cdot S_x - I_x \cdot S_y)$$

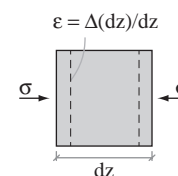


Figura 0.4 Relación tensiones normales-deformaciones.

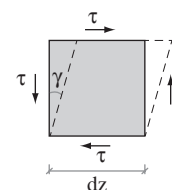


Figura 0.5 Relación tensiones tangenciales-distorsionales.

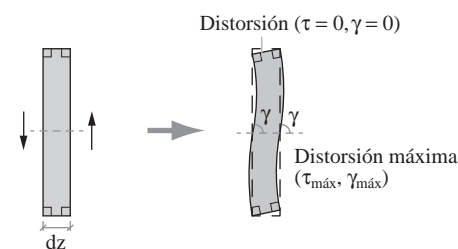


Figura 0.6 Distorsión de una rebanada.

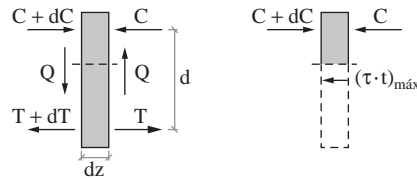


Figura 0.7 Equilibrio de rebanada solicitada por esfuerzos cortantes.

En dicha expresión aparece el concepto de momentos estáticos (S_x y S_y), característico de la sección que determina la ley de variación de las tensiones tangenciales a lo largo de su altura, con valores nulos en sus bordes y máximos al nivel de su centro de gravedad.

En el texto se pone énfasis en el significado físico del flujo de tensiones tangenciales: esfuerzos rasantes longitudinales que aseguran el equilibrio de un trozo de pieza, entre dos planos de secciones transversales.

En el caso más sencillo, de sección simétrica, con cargas aplicadas en el plano vertical que pasa por su centro de gravedad, el esfuerzo rasante q se reduce a la expresión:

$$q = \tau \cdot t = \frac{Q_y \cdot S_x}{I_x}$$

cuyo valor máximo, al nivel del centro de gravedad (Figura 0.7), se puede expresar también, como:

$$q_{\text{máx}} = (\tau \cdot t)_{\text{máx}} = dC = \frac{dM}{d} = \frac{Q \cdot dz}{d}$$

El brazo de palanca, d , es la distancia entre las resultantes, $C = T$, de las tensiones normales que equilibran el momento flector aplicado. Tiene por valor $d = S_{\text{máx}}/I_x$, y es otra característica intrínseca a la geometría de sección y un índice de su eficiencia para enfrentarse a los momentos que la solicitan. Cuando la masa de la viga se concentra en sus bordes superior e inferior –como es el caso de las celosías– el valor de d/h se hace igual a 1. En el caso de una sección maciza circular, en el que la masa se concentra, donde menos falta resistente hace, d/h se reduce a $3\pi/16 = 0,6$.

Se incluyen en el texto diversos ejercicios de aplicación práctica. En algunos se utiliza la expresión general ya deducida. En otros se aplican los conceptos que han permitido la deducción de dicha expresión, sin recurrir a formulaciones.

De las reflexiones asociadas brota el esencial concepto de “centro de esfuerzos cortantes”, que en capítulo posterior se identificará también con el centro de torsión: punto de la sección por donde debe pasar ineludiblemente el plano que contiene las cargas aplicadas para que se produzcan exclusivamente esfuerzos de flexión –flectores y cortantes– y la torsión esté ausente.

La forma de resolver los ejercicios propuestos pone de manifiesto las posibilidades y la riqueza del diálogo entre tensiones normales y tangenciales concomitantes, del que brota la solución del problema planteado, y que exige tener muy presente el significado de ambos campos tensionales.

Este capítulo incluye unos apartados finales que tratan de la respuesta tensional de secciones cerradas a solicitaciones de cortante. Anteriormente se habían analizado secciones abiertas, en cuyos bordes no existían tensiones tangenciales; lo que facilitaba las determinaciones tensionales sin recurrir a consideraciones deformacionales: la condición de equilibrio era suficiente. En cierto modo, las secciones abiertas tienen el carácter de isostáticas. Y las cerradas son hiperestáticas, y para abordar su análisis, se recurre a una metodología análoga a la que se utiliza en las vigas hiperestáticas para determinar las reacciones hiperestáticas de apoyo. Son metodologías, por tanto, similares con las que el ingeniero está familiarizado.

Por ello, se aborda de una forma muy intuitiva y sencilla la deformación de una sección solicitada por un esfuerzo cortante; lo que, por otra parte, es una fuente de enseñanzas.

Siempre que el plano de cargas no contenga el centro de esfuerzos cortantes se producirán esfuerzos de torsión; en general, no deseados, porque no son imprescindibles para el equilibrio de la pieza, sino que suelen ser consecuencia de detalles inadecuados en los puntos de aplicación de cargas o en la configuración de apoyos.

En todo caso, la torsión es un esfuerzo muy frecuente que se hace presente, incluso, en elementos comprimidos y genera un nuevo –y poco conocido– esfuerzo que se conoce como “bimomento”. La introducción al capítulo de torsión hace referencia a todo ello y se basa, como también era el caso de los apartados anteriores de flexión y cortante, en la hipótesis de un material “ideal” indefinidamente elástico.

A pesar de todo, la aparente complejidad de las fórmulas que gobiernan la torsión figura con pocas explicaciones en algunas normativas; lo que contribuye a hacerla tan incomprendible que muchos renuncian a tratar de entender lo que significa este esfuerzo y renuncian

al hacerlo a comprender las estructuras que, sin la torsión, quedan fatal e innecesariamente mutiladas. Se trata, sin embargo, de un concepto lleno de lógica y cuyas formulaciones se deducen, ¡cómo no!, de imponer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones. Por ello, en el texto, antes de desarrollar formulación alguna, se expone la esencia de la torsión y los dos posibles mecanismos que aseguran el equilibrio entre la torsión aplicada a secciones de paredes delgadas, y en particular a una pieza recta con sección en I; lo que es de gran ayuda para explicar dichos mecanismos: el de la “torsión uniforme”, que solamente genera tensiones tangenciales, τ_u , que se autoequilibran a lo largo de la directriz de la sección delgada, y el de “torsión no uniforme”, que genera tensiones normales, σ_w , y tangenciales, τ_w , concomitantes, porque, como en el mecanismo de flexión, la presencia de tensiones normales –aunque sean de origen torsional– variando a lo largo de la pieza, está ineludiblemente vinculada a la existencia de tensiones tangenciales concomitantes.

Naturalmente, la existencia de tensiones normales como consecuencia del mecanismo de torsión no uniforme provoca –a su vez– deformaciones unitarias en el sentido longitudinal de la pieza. El concepto físico de alabeo se trata con minuciosidad porque su comprensión es imprescindible para abordar su formulación. A lo que se dedica el apartado siguiente de este capítulo, en el que se deduce la formulación, muy simple, del alabeo unitario, ω –otra característica geométrica de la sección– y la expresión de los desplazamientos longitudinales, w , correspondientes:

$$w = \theta'(\omega_s - \omega_I)$$

siendo θ' la derivada del giro torsional θ , ω_s y ω_I , los alabeos unitarios en los extremos de la pieza abierta que gira alrededor del centro o eje de torsión –en la torsión no forzada– que coincide, por otra parte, con el centro de esfuerzos cortantes.

Diversos ejemplos sirven para familiarizarse con la aplicación de las formulaciones del alabeo, sin perder de vista su sentido físico y resaltando, para ello, la relación potencial que existe entre alabeos, ω , tensiones normales, σ_w , y las tensiones tangenciales asociadas a τ_w , que se generan cuando el alabeo está impedido; es decir, cuando las deformaciones longitudinales de la pieza están coaccionadas.

El alabeo de las secciones en cajón, que prolonga el análisis torsional de las secciones abiertas de paredes delgadas, tiene una problemática similar a la que planteaban las secciones cerradas solicitadas por un esfuerzo cortante. Y la metodología seguida para resolver el problema planteado de “hiperestaticidad seccional” es, también, análogo. En la exposición y el desarrollo de este apartado se ponen de manifiesto las condiciones que se deben cumplir para que una sección en cajón no alabee, pero también se explica que, en todo caso, en este tipo de secciones, la importancia de eventuales alabeos es reducida y que el mecanismo predominante suele ser el de la torsión uniforme.

Como síntesis de lo expuesto con anterioridad se establece una clasificación de secciones atendiendo a su deformabilidad torsional: las que se alabean y las que no lo hacen en ningún caso. La fórmula que gobierna la torsión uniforme, o torsión de Saint-Venant, es:

$$\theta' = \frac{M_T}{GI_T}$$

que recuerda a la fórmula de la flexión:

$$y'' = \frac{M_F}{EI}$$

Con apoyo de la utilísima y expresiva “analogía de la membrana”, desarrollada por el científico alemán L. Prandtl, se pueden deducir las tensiones tangenciales provocadas por la torsión uniforme en secciones abiertas o cerradas y deducir también la inercia de torsión, I_T , mediante la expresión, para el caso de las secciones abiertas:

$$I_T = \frac{2M_T \cdot A}{\oint_L \tau \cdot ds}$$

y, mediante la “fórmula de Bredt”, para las secciones en cajón monocelulares:

$$I_T = \frac{4A^2}{\oint \frac{ds}{t}}$$

Para secciones con varias células, la “analogía de la membrana” permite plantear, también, una metodología muy clara y eficiente que está recogida en uno de los apartados de este capítulo, que va acompañado de ejercicios en los que se subrayan los conceptos y formulaciones teóricas antes expuestos.

Se hace referencia también en el texto a la utilísima “fórmula aproximada de Saint-Venant” para determinar la inercia de torsión, I_T , de secciones macizas, y a la interesante reflexión que pudo conducir a su deducción:

$$I_T = \frac{A^4}{40I_p} \quad (A, \text{área de la sección}, I_p, \text{inercia polar})$$

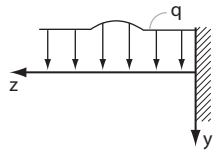
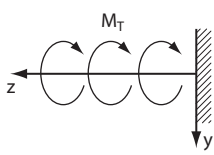
Siempre a partir de las condiciones de equilibrio de un elemento diferencial, se establecen las fórmulas que permiten relacionar, en el mecanismo de la torsión no uniforme, las cargas actuantes sobre un elemento estructural, las tensiones normales σ_ω y tangenciales τ_ω correspondientes y los esfuerzos que se producen a lo largo de la viga: momentos torsores $M_\omega = M_T$ y un nuevo tipo de esfuerzo, característico de la torsión no uniforme, al que se conoce como “bimomento”, y que se expresa como:

$$B_\omega = \int_0^z M_T \cdot dz = \int_0^m \sigma_\omega \cdot \omega \cdot t \cdot ds$$

El significado físico del bimomento queda claramente expuesto en el texto, y la deducción, lógica y sencilla, de un esfuerzo, poco conocido y frecuentemente ignorado que como todos corresponde a la integral de las tensiones que actúan en el conjunto de una sección.

En el texto se deducen las expresiones que figuran en el cuadro adjunto con la analogía entre las magnitudes que aparecen en el análisis de la flexión (M , Q) y en el caso de la “torsión no uniforme” y que ayuda a comprender mejor este mecanismo, el más complejo de la torsión, relacionándolos con conceptos con los que se suele estar mucho más familiarizado.

El concepto de bimomento, B_ω , es el protagonista de uno de los apartados del capítulo, subrayándose su significado físico con comentarios y ejercicios en los que se manifiesta con claridad la necesidad de su existencia como consecuencia de las exigencias de equilibrio.

	FLEXIÓN		TORSIÓN NO UNIFORME
Coordenada	y	Coordenada sectorial o alabeo unitario	ω
Momento estático	$S_x = \int_0^m y \cdot t \cdot ds$	Momento sectorial	$S_\omega = \int_0^m y \cdot t \cdot ds$
Inercia de flexión	$I_x = \int_0^m y^2 \cdot t \cdot ds$	Inercia de alabeo	$I_A = \int_0^m \omega^2 \cdot t \cdot ds$
Deformación por flexión	$y'' = \frac{M_f}{E \cdot I_x}$	Deformación por torsión	$\theta''' = \frac{M_T}{E \cdot I_A}$
Tensiones normales	$\sigma_z = \frac{M_f \cdot y}{I_x}$	Tensiones normales	$\sigma_\omega = \frac{B_\omega \cdot \omega}{I_A}$
Flujo de tensiones tangenciales	$q = \tau \cdot t = \frac{Q_y \cdot S_x}{I_x}$	Flujo de tensiones tangenciales	$q_\omega = \tau_\omega \cdot t = \frac{M_T \cdot S_\omega}{I_A}$
 Esfuerzos cortantes	$Q_y = \int_0^z q_y \cdot dz$	 Momentos torsores	$M_T = \int_0^z m_T \cdot dz$
Momentos flectores	$M_x = \int_0^z Q_y \cdot dz$ $M_x = \int_A \sigma_z \cdot y \cdot dA$	Bimomento	$B_\omega = \int_0^z M_T \cdot dz$ $B_\omega = \int_A \sigma_\omega \cdot \omega \cdot dA$

A modo de recordatorio y de síntesis se reproduce, también, el cuadro en el que se relacionan los diferentes esfuerzos que pueden actuar en una sección.

ESFUERZO	SÍMBOLO	DIMENSIÓN	TENSIÓN	EQUIVALENCIA	CARACTERIZADA
Tracción	T	F	σ_T	$T = \int_A \sigma_T \cdot dA$	Tracción
Compresión	N	F	σ_N	$N = \int_A \sigma_N \cdot dA$	Compresión
Cortante	Q	F	τ_f	$Q = \int_A \tau_f \cdot dA$	Flexión
Momento flector	M_f	F·L	σ_f	$M_f = \int_A \sigma_f \cdot y \cdot dA$	Flexión
Momento torsor	M_T	F·L	τ_ω	$M_T = \int_A \tau_\omega \cdot d\omega$	Torsión
Bimomento	B	F·L	σ_ω	$B = \int_A \sigma_\omega \cdot \omega \cdot dA$	Torsión

En otro apartado del capítulo se establece la fórmula para la determinación del “centro de torsión” de una sección y se concluye –como no podría ser de otra manera– que coincide con el “centro de esfuerzos cortantes”.

Diversos ejercicios comentados ayudan a comprender los conceptos, en su resolución diferentes puntos de vista, y sirven como referencia para cuantificar valores asociados a la torsión no uniforme. En uno de los ejercicios –sección abierta cuadrada de paredes delgadas– se utilizan cuatro diferentes métodos para determinar el centro de esfuerzos cortantes o centro de torsión; lo que debería estimular una fructífera reflexión sobre similitudes y complementariedades entre todos ellos.

Se han analizado independientemente la respuesta torsional de secciones que no se alabean y que responde al mecanismo de la “torsión uniforme”, M_u , así como la respuesta de secciones en las que siendo $I_A \gg I_T$ el mecanismo de respuesta es el de la “torsión no uniforme”. En general, la respuesta de un elemento estructural será la de la “torsión mixta”: en parte el mecanismo de respuesta será el de la torsión uniforme, M_u , y en parte el de la torsión no uniforme, M_ω . De manera que la expresión que gobierna la “torsión mixta” será:

$$M_T = M_u + M_\omega = GI_T \theta' - EI_A \theta''$$

que en el caso de momentos torsores uniformes, m_T , aplicados a lo largo de la directriz del elemento estructural analizado se convierte en:

$$m_T = EI_A \theta^{IV} - GI_T \theta''$$

La solución de esta ecuación diferencial, a la que se hace referencia en el texto subrayando las condiciones de contorno que corresponden a diferentes tipos o configuraciones de apoyos nos define la geometría rotacional, θ , del elemento estructural analizado solicitado en torsión. A partir de ahí, se conoce en qué porcentajes –que pueden variar en cada sección– intervienen los dos mecanismos de respuesta posible; es decir los valores de M_u y M_ω que actúan en cada sección; y se obtienen, aplicando las fórmulas ya deducidas, las tensiones actuantes en cualquier sección debido a los esfuerzos de torsión aplicados al elemento estructural objeto del estudio.

El capítulo de torsión concluye con la exposición de un método aproximado –de indudable interés pedagógico– que permite estimar en secciones, en I, en que los dos mecanismos de respuesta torsional pueden estar presentes y el orden de magnitud de la proporción en que intervienen ambos mecanismos. Se incluye, también, un valioso gráfico para tres diferentes casos de carga tomado del magnífico libro de Kollbrunner sobre la torsión.

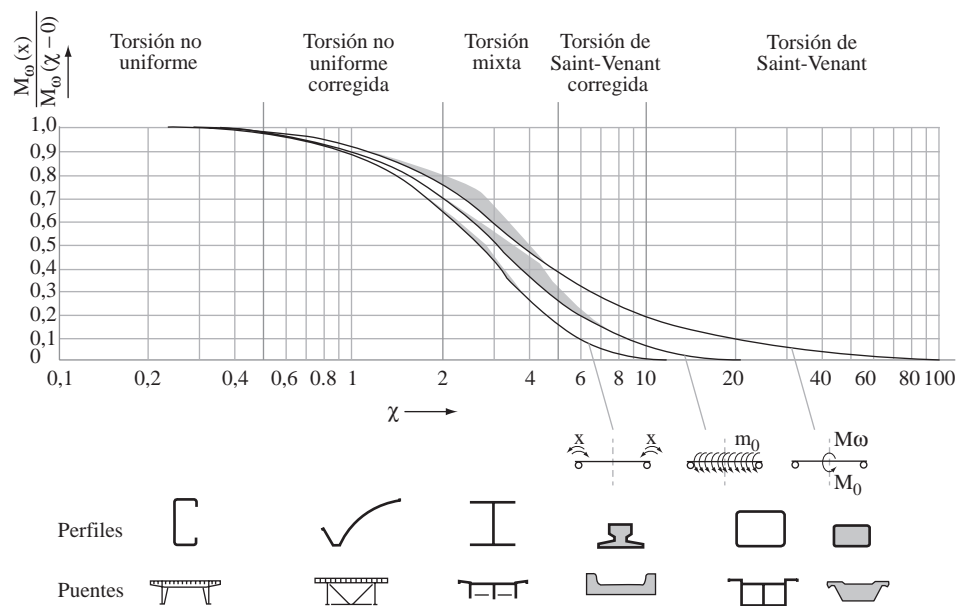


Figura 0.8 Bimomentos M_{ω} en función del parámetro $\chi = 1 \frac{\overline{GK}}{EI_{\omega\omega}}$ para tres casos de carga diferentes.