

Scheda sul sito >

VINCENZO NUNZIATA

TEORIA E PRATICA DELLE
STRUTTURE
IN CEMENTO ARMATO

SECONDA EDIZIONE AMPLIATA E AGGIORNATA
AGLI EUROCODICI STRUTTURALI E ALLE NORME ITALIANE

Dario Flaccovio Editore

*A tutti coloro che fanno
e subiscono il potere di chi non sa*

Vincenzo Nunziata

Teoria e pratica delle strutture in cemento armato



Dario Flaccovio Editore

Vincenzo Nunziata

TEORIA E PRATICA DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

ISBN 9788857903033

© 2014 by Dario Flaccovio Editore s.r.l. - tel. 0916700686

www.darioflaccovio.it info@darioflaccovio.it

Seconda edizione: giugno 2014

Nunziata, Vincenzo <1961->

Teoria e pratica delle strutture in cemento armato / Vincenzo Nunziata. - 2. ed. - Palermo : D. Flaccovio, 2014.

ISBN 978-88-579-0303-3

1. Strutture in cemento armato.

624.18341 CDD-22

SBN Pal0270530

CIP - Biblioteca centrale della Regione siciliana "Alberto Bombace"

Stampa: Tipografia Priulla, Palermo, giugno 2014

Nomi e marchi citati sono generalmente depositati o registrati dalle rispettive case produttrici.

L'editore dichiara la propria disponibilità ad adempiere agli obblighi di legge nei confronti degli aventi diritto sulle opere riprodotte.

La fotocopiatura dei libri è un reato.

Le fotocopie per uso personale del lettore possono essere effettuate nei limiti del 15% di ciascun volume/fascicolo di periodico dietro pagamento alla SIAE del compenso previsto dall'art. 68, commi 4 e 5, della legge 22 aprile 1941 n. 633. Le riproduzioni effettuate per finalità di carattere professionale, economico o commerciale o comunque per uso diverso da quello personale possono essere effettuate solo a seguito di specifica autorizzazione rilasciata dagli aventi diritto/dall'editore.

INDICE

<i>Prefazione alla I edizione</i>	pag.	1
<i>Prefazione</i>	»	3
<i>Introduzione</i>	»	7
Premessa	»	7
Gli Eurocodici e il quadro normativo nazionale ed internazionale	»	8
Breve cronostoria del programma degli Eurocodici	»	10
Norme nazionali che implementano gli Eurocodici	»	10
Introduzione allo studio degli elementi strutturali	»	11

PARTE I**Edificio in cemento armato: analisi statica****1. I solai**

1.1. Introduzione	»	17
1.2. Solai misti con travetti in c.a. gettati in opera	»	19
1.2.1. Analisi dei carichi	»	20
1.2.2. Scelta dello schema statico e determinazione delle caratteristiche di sollecitazione	»	22
1.2.3. Verifica della sezione e progetto delle armature	»	28
1.2.4. Elementi secondari	»	44
1.2.4.1. Fori	»	44
1.2.4.2. Ribassamenti	»	55
1.2.4.3. Sbalzi	»	56
1.2.4.3.1. Sbalzo laterale	»	59
1.2.4.3.2. Sbalzo d'angolo	»	63

1.2.5. Disegni esecutivi.....	»	74
1.3. Solai prefabbricati	»	76
1.3.1. Solaio a travetti in calcestruzzo precompresso e blocchi in laterizio.....	»	78
1.4. I solai alveolari.....	»	90
1.5. I solai a soletta piena	»	94
1.5.1. Analisi.....	»	95
1.5.2. Le lastre piane: richiami di analisi teorica.....	»	95
1.5.2.1. Flessione semplice in due direzioni ortogonali	»	96
1.5.2.2. La lastra circolare	»	99
1.5.3. La lastra continua su appoggi puntiformi. I solai a soletta piena.....	»	104
1.5.3.1. I solai a soletta piena: sovraccarico totale	»	104
1.5.3.1.1. Sollecitazioni e deformazioni nei campi di solaio.....	»	104
1.5.3.1.2. Sollecitazioni in corrispondenza dei pilastri	»	106
1.5.3.2. I solai a soletta piena: sovraccarico a strisce alternate	»	108
1.5.4. Punzonamento.....	»	109
1.5.4.1. Premessa	»	109
1.5.4.2. Descrizione del meccanismo di rottura a punzonamento.....	»	112
1.5.4.3. Resistenza a taglio-punzonamento	»	115
1.5.4.3.1. Verifica di resistenza a taglio-punzonamento sul perimetro del pilastro o area caricata.....	»	117
1.5.4.3.2. Verifica di resistenza a taglio-punzonamento lungo il perimetro critico u_1	»	118
1.5.4.4. Resistenza a punzonamento di piastre munite di armatura a taglio-punzonamento	»	121
1.5.4.4.1. Armature per il taglio-punzonamento e loro disposizione	»	123
1.5.4.5. Progetto con modelli tirante-puntone (strut and tie)....	»	125
1.5.4.6. Progetto con metodo semplificato	»	131

2. Le scale

2.1. Introduzione.....	» 135
2.2. Aspetti tecnologici nella realizzazione della scala.....	» 135
2.2.1. Soluzioni geometriche delle scale.....	» 138
2.2.2. Sfalsamento delle rampe.....	» 139
2.3. Il calcolo delle scale.....	» 141
2.3.1. Scala con travi a ginocchio e gradini a sbalzo.....	» 141
2.3.1.1. Gradini.....	» 142
2.3.1.2. Trave a ginocchio.....	» 149
2.3.1.3. Pianerottoli.....	» 158
2.3.1.4. Travi di testata.....	» 162
2.3.2. Scala a soletta rampante.....	» 165
2.3.2.1. Il calcolo della scala a soletta rampante.....	» 167
2.3.3. La scala appesa.....	» 171

3. Le travi

3.1. Introduzione.....	» 175
3.2. La progettazione.....	» 175
3.2.1. Aspetto architettonico e funzionale.....	» 175
3.2.2. Aspetto statico e tecnologico.....	» 182
3.3. Il calcolo.....	» 191
3.3.1. Scelta degli schemi limite di calcolo.....	» 191
3.3.2. Analisi dei carichi.....	» 193
3.3.3. Risoluzione degli schemi e inviluppo dei diagrammi del momento flettente e del taglio.....	» 195
3.3.3.1. Schemi di carico e loro risoluzione.....	» 195
3.3.3.2. Diagramma del momento e del taglio.....	» 196
3.3.4. Verifica delle sezioni e determinazione delle armature.....	» 198
3.3.4.1. Verifica delle sezioni.....	» 198
3.3.4.2. Armatura a flessione.....	» 198
3.3.4.3. Armatura a taglio.....	» 199
3.3.4.3.1. Progetto delle armature a taglio.....	» 200
3.3.4.3.2. Minimi di armatura e prescrizioni normative.....	» 202

5.3.3. Mezzi di indagine.....	» 262
5.3.3.1. La prova penetrometrica standard (SPT).....	» 266
5.3.3.2. La prova penetrometrica statica (CPT).....	» 271
5.4. Fondazioni dirette.....	» 274
5.4.1. Scelta del piano di posa.....	» 276
5.4.2. Carico limite	» 277
5.4.3. Cedimenti.....	» 287
5.4.3.1. Calcolo dei cedimenti: il metodo edometrico.....	» 289
5.4.3.2. I cedimenti differenziali.....	» 295
5.4.4. Calcolo delle fondazioni	» 296
5.4.4.1. Generalità.....	» 296
5.4.4.2. Plinti	» 300
5.4.4.2.1. Generalità.....	» 300
5.4.4.2.2. Calcolo.....	» 301
5.4.4.2.3. Plinti con travi di collegamento.....	» 313
5.4.4.2.4. Plinti a bicchiere	» 314
5.4.4.3. Travi rovesce	» 320
5.4.4.3.1. Generalità.....	» 320
5.4.4.3.2. Metodo della trave rigida	» 324
5.4.4.3.3. Metodo della trave elastica su suolo elastico ..	» 326
5.4.4.3.4. La costante di sottofondo K.....	» 333
5.4.4.3.5. Criteri di progetto	» 334
5.4.4.3.6. Reticolo di travi rovesce.....	» 337
5.4.4.4. Platea di fondazione.....	» 350
5.4.4.4.1. Generalità.....	» 350
5.4.4.4.2. Metodi di calcolo	» 350
5.5. Fondazioni indirette.....	» 352
5.5.1. Generalità.....	» 352
5.5.2. Pali battuti	» 356
5.5.3. Pali trivellati.....	» 357
5.5.3.1. Pali trivellati di piccolo diametro (micropali)	» 358
5.5.3.2. Pali trivellati di medio e grande diametro	» 360

5.5.4. Carico limite dei pali di fondazione.....	» 363
5.5.4.1. Pali di medio diametro: correlazioni con prove penetrometriche	» 364
5.5.4.2. Pali di grande diametro.....	» 366
5.5.4.3. Attrito negativo.....	» 367
5.5.5. Pali caricati da forze orizzontali	» 368
5.5.6. Plinti su pali	» 382
5.5.6.1. Generalità.....	» 382
5.5.6.2. Il calcolo dei plinti su pali	» 383

PARTE II

Edificio in cemento armato: analisi sismica

6. Progetto di un edificio in c.a. in zona sismica – EC8

6.1. Introduzione.....	» 393
6.2. Metodi di analisi e criteri di verifica	» 394
6.3. Progettazione per classe di duttilità DCM.....	» 396
6.4. Gerarchia delle resistenze.....	» 398
6.4.1. Travi.....	» 399
6.4.2. Colonne.....	» 401
6.4.3. Fondazione.....	» 403
6.5. Caratteristiche del terreno e azione sismica	» 404
6.6. Esempio di progettazione di un edificio in c.a. in zona sismica – EC8	» 406
6.6.1. Descrizione del fabbricato	» 406
6.6.2. Definizione delle carpenterie di piano e fondazioni	» 409
6.6.3. Carichi e azione sismica.....	» 413
6.6.4. Modellazione, calcolo e verifiche.....	» 420
6.6.5. Disegni esecutivi.....	» 428
6.6.5.1. Carpenterie di piano	» 428
6.6.5.2. Fondazione	» 432

6.6.5.3. Tabella pilastri	» 432
6.6.5.4. Travi.....	» 432
6.6.5.5. Scala	» 436
6.6.5.6. Caratteristiche dei materiali.....	» 439

APPENDICI

APPENDICE A

Fattori di conversione di unità di misure	» 443
---	-------

APPENDICE B

Principali tabelle e formule di riferimento tratte dal volume 1, Teoria.....	» 444
--	-------

APPENDICE C

Norme di riferimento solai	» 450
C1. Norme complementari relative ai solai	» 450
C1.0. Generalità e classificazione dei solai	» 450
C1.1. Norme complementari relative ai soli misti in c.a. e c.a.p. e blocchi forati in laterizio	» 451
C1.1.1. Classificazione.....	» 451
C1.1.2. Prescrizioni generali	» 451
C1.1.3. Requisiti di accettazione prove e controlli	» 451
C1.1.3.1. Spessore delle pareti e dei setti.....	» 451
C1.1.3.2. Caratteristiche fisico-meccaniche	» 451
C1.1.3.3. Integrità dei blocchi	» 452
C1.1.3.4. Controllo di qualità dei blocchi in laterizio .	» 452
C1.1.4. Progettazione	» 452
C1.1.4.1. Verifiche.....	» 452
C1.1.4.2. Spessore minimo dei solai	» 453
C1.1.4.3. Modulo elastico di calcolo.....	» 453

C1.1.4.4. Spessore minimo della soletta.....	» 453
C1.1.4.5. Larghezza ed interasse delle nervature	» 453
C1.1.4.6. Armatura trasversale	» 453
C1.1.4.7. Armatura longitudinale	» 454
C1.1.4.8. Armatura per il taglio.....	» 454
C1.1.5. Esecuzione.....	» 454
C1.1.5.1. Protezione delle armature	» 454
C1.1.5.2. Bagnatura degli elementi	» 454
C1.1.5.3. Caratteristiche degli impasti per elementi prefabbricati	» 454
C1.1.5.4. Blocchi	» 454
C1.1.5.5. Allineamenti e forzature	» 454
C1.1.5.6. Conglomerati per i getti in opera	» 454
C1.1.5.7. Modalità di getto.....	» 455
C1.1.5.8. Solidarizzazione tra intonaci e superfici di intradosso	» 455
C1.1.6. Disposizioni aggiuntive per i travetti di solaio precompressi prefabbricati per la realizzazione di solai con blocchi in laterizio	» 455
C1.1.6.1. Elementi con armatura pre-tesa.	» 455
C1.1.6.2. Criteri di calcolo	» 455
C1.1.6.3. Getti in opera	» 455
C1.2. Norme complementari relative ai solai misti di c.a. e c.a.p. e blocchi diversi dal laterizio.....	» 455
C1.2.1. Classificazioni e prescrizioni generali	» 455
C1.2.2. Blocchi collaboranti.....	» 456
C1.2.3. Blocchi non collaboranti.....	» 456
C1.2.4. Resistenza al punzonamento.....	» 456
C1.2.5. Verifiche di rispondenza.....	» 456
C1.2.6. Spessori minimi	» 456
C1.3. Norme complementari relative ai solai realizzati con l'associazione di elementi in c.a. e c.a.p. prefabbricati con unioni e/o getti di completamento.....	» 456

C1.3.1. Solidarizzazione tra gli elementi di solaio.....	» 457
C1.3.2. Altezza minima del solaio	» 457
C1.3.3. Solai alveolari.....	» 457
C1.3.4. Solai con getto di completamento.	» 457
Indice Analitico	» 459
Bibliografia	» 463

Prefazione alla I edizione

A quasi tre anni dalla pubblicazione del mio primo volume sulla tecnica e la statica delle strutture in cemento armato viene proposto ai lettori questo secondo volume, che rappresenta la naturale continuazione del primo e in cui vengono trattati i principali elementi strutturali che compongono le strutture in cemento armato.

Il testo si inquadra in quella materia che viene comunemente chiamata *Tecnica delle Costruzioni* nello specifico con riferimento alle strutture in c.a. e relativamente solo ad alcuni elementi tipici degli edifici. Esso nasce per varie ragioni tra le quali le principali sono state: le numerosissime richieste pervenute da liberi professionisti e dagli studenti delle facoltà di Ingegneria e di Architettura che avevano avuto modo di leggere il primo volume sul c.a. o anche quello sull'acciaio; la constatazione che pochissimi testi reperibili con molte difficoltà tra la bibliografia corrente trattano nel merito gli elementi strutturali in c.a. e non solo a livello teorico; il senso di smarrimento e frustrazione che sta prendendo il mondo professionale per la imminente applicazione delle nuove normative che impongono tra le altre cose l'abbandono del metodo classico alle *tensioni ammissibili*, che tanto lustro ha dato alla progettazione strutturale, a favore del più moderno metodo *degli stati limite* che è l'unico considerato nel presente testo e che viene trattato in maniera semplificata secondo principi ormai consolidati dall'esperienza e comunque in osservanza della norma europea Eurocodice 2 (EC2) nonché della nuova normativa sismica italiana conosciuta come Ordinanza 3274.

La consapevolezza che i concetti acquisiti debbano per uno strutturista trovare sbocco nella risoluzione di problemi pratici che si presentano continuamente nella libera professione ha comportato, come per i precedenti testi pubblicati, la scelta di inserire nella trattazione numerosi esercizi attinenti anche alla pratica di cantiere il cui scopo oltre ad essere quello di puntualizzare e ampliare i concetti teorici esposti è quello di fornire un riferimento per la progettazione "a regola d'arte" di alcuni elementi strutturali in c.a. Tale criterio è quello tra l'altro seguito dal mio *maestro ideale* prof. Odone Belluzzi, che purtroppo per ragioni di età non mi è stato possibile conoscere, nella sua aurea opera sulla Scienza delle Costruzioni. Il volume è diviso in cinque capitoli e sono presenti due appendici finali nelle quali sono riportate le principali formule o tabelle del primo volume utili per le applicazioni eseguite.

Il capitolo 1 tratta dei solai, delle principali tipologie di tale elemento strutturale: solai a soletta piena; solai prefabbricati; solai gettati in opera; ecc. Viene focalizzata l'attenzione sui solai con travetti in c.a. e blocchi di alleggerimento (pignatte) gettati in opera, vengono analizzati inoltre alcuni *elementi secondari* quali: fori; ribassamenti; sbalzo laterale; sbalzo d'angolo. La maggior parte dei concetti esposti per tale tipologia può essere facilmente estesa anche alle altre tipologie.

Il capitolo 2 tratta delle scale, vengono introdotte alcune tipologie ed elementi tecnologici. In

particolare vengono analizzate nel dettaglio le *scale con travi a ginocchio e gradini a sbalzo* e le *scale a soletta rampante*.

Il capitolo 3 tratta delle travi, vengono analizzate dal punto di vista tecnologico e statico le *travi a spessore* e le *travi emergenti*.

Il capitolo 4 tratta dei pilastri, viene analizzato l'aspetto tecnologico e statico ed introdotta l'instabilità.

Il capitolo 5 tratta delle fondazioni, la trattazione eseguita è diversa rispetto alla trattazione classica riportata sui testi di fondazioni o di tecnica delle costruzioni. Partendo dalla convinzione, supportata dall'esperienza acquisita, che per poter progettare la fondazione di un edificio in c.a. occorre avere una conoscenza approfondita del suolo o del terreno interessato, si è concentrato in un unico capitolo quello che è l'aspetto geotecnico e meccanico dei terreni e quello che è l'aspetto tecnico e statico delle varie tipologie di fondazioni per edifici in c.a.; tali due aspetti sono altrimenti reperibili separatamente su testi specializzati. Il capitolo tratta della meccanica dei terreni e mezzi di indagine, e delle principali fondazioni dirette: plinti; travi rovesce; platee; e fondazioni indirette: plinti su pali.

Palma Campania, giugno 2004

Vincenzo Nunziata

Prefazione

Sono passati dieci anni dalla prima edizione del presente volume e molte cose sono cambiate: le normative, la sensibilità degli ingegneri strutturalisti per l'aspetto sismico, i mezzi di calcolo e di indagine, ecc.; quello che non è cambiato o è cambiato in maniera molto modesta è la scienza e la tecnica delle costruzioni. I principi generali alla base della corretta progettazione strutturale sono sempre gli stessi ormai da più di cento anni, sebbene presentati in maniera sempre nuova o diversa facendoli sembrare in molti casi dei concetti innovativi o addirittura delle invenzioni.

La prima edizione ha ricevuto un apprezzamento dai lettori veramente notevole senza distinzione tra studenti universitari, liberi professionisti o semplici cultori della materia. Questo apprezzamento e dimostrazione di stima manifestata attraverso le centinaia di e-mail ricevute sono stati il motore che mi ha spinto ad approntare questa nuova edizione del volume 2 c.a. "Pratica" completamente aggiornata ed ampliata; oltre alla consapevolezza di poter dare un piccolo contributo ai tanti professionisti e studenti nell'affrontare il difficile "mestiere" dell'ingegnere strutturalista che solo una sana passione può aiutare a fare tali e tante sono le sfide (anche le delusioni) e i rischi, molte volte senza un adeguato riconoscimento.

Il mestiere dell'ingegnere strutturalista, come ricordato nel testo, si basa su concetti teorici di matematica e fisica adattati alla realtà, molto più complessa, attraverso approssimazioni, verifiche sperimentali, empirismo e capacità personali. Come richiamato nell'*Introduzione*, volendo stilare una lista in ordine di importanza dei mezzi a disposizione dell'ingegnere per una corretta progettazione strutturale si potrebbe scrivere:

1. le capacità personali
2. la regola d'arte
3. la teoria
4. la pratica
5. le regole empiriche.

Come si può osservare la "teoria" è solo uno dei mezzi a disposizione, e nemmeno il più importante, per una corretta progettazione. Molto più importanti sono le capacità personali di ogni singolo progettista strutturale, le quali sono delle doti innate che riguardano l'arte del costruire – la progettazione strutturale, a parere dell'Autore e di altri autorevoli strutturalisti, è una forma d'arte che si esprime attraverso la gestione delle masse, della geometria e della forma per realizzare delle opere necessarie ai bisogni primari della gente come l'abitare, il viaggiare, il produrre, ecc., e per questi motivi forse più importante di altre forme d'arte più conosciute ed apprezzate come la pittura e la scultura. Con estremo rammarico si osserva sempre di più il sacrificio dell'arte della progettazione strutturale all'altare dell'economia e

delle normative tecniche, queste ultime molte volte troppo stringenti e vincolanti senza un reale beneficio sia per la corretta progettazione che per la sicurezza.

Mentre la teoria e la pratica con relative regole si possono insegnare, le capacità personali ovviamente no, sebbene più importanti. L'oggetto del presente volume è proprio quello di approfondire alcuni concetti che attingono alla pratica del costruire con riferimento agli elementi principali di un edificio in c.a. con relative regole normative e di esecuzione a regola d'arte. Come facilmente pronosticato nella prefazione alla prima edizione il classico metodo delle tensioni ammissibili che tanto lustro ha dato alla progettazione strutturale è stato abbandonato a favore del metodo agli stati limite, gli Eurocodici strutturali sono diventati di uso comune ed anzi con l'emanazione del Decreto 31 luglio 2012 *Approvazione delle Appendici Nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici*, si è dato pari dignità sia alle norme tecniche nazionali (NTC) che agli Eurocodici strutturali (EC) consentendo l'applicazione di entrambe le norme in alternativa. Le attuali norme tecniche altro non sono che una sintesi degli Eurocodici con opportuni adattamenti e integrazioni, per cui è prevedibile anche in Italia in un imminente futuro la completa accettazione di tutti gli Eurocodici come unica normativa di riferimento a livello europeo (come già avviene in molti Stati) con l'auspicio che si possa arrivare presto ad un accordo anche a livello mondiale per l'uso di unico quadro normativo che consenta il libero scambio di idee e prodotti a livello strutturale come già avviene in altre settori scientifici come la fisica e la chimica.

Negli sviluppi successivi sono stati applicati nella progettazione strutturale oltre alle Norme Tecniche Costruttive (NTC) gli Eurocodici strutturali, in particolare: l'Eurocodice 1 *Basi di calcolo ed azioni sulle strutture – Parte 1: Basi di calcolo*, l'Eurocodice 2 *Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici* e l'Eurocodice 8 *Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici* emendati con le Appendici Nazionali di cui al summenzionato Decreto 31 luglio 2012.

Con l'emanazione delle nuove norme tecniche tutto il territorio italiano ricade in pratica in zona sismica, a differenza di non più di dieci anni fa dove risultava esattamente il contrario. Alla luce di tale considerazione un libro che tratti del solo aspetto statico delle strutture non ha più senso, come già osservato nel volume 1, per cui rispetto alla prima edizione sono stati introdotti concetti propri dell'ingegneria antisismica e un capitolo finale (il capitolo 6) dove è stata analizzata nel dettaglio la progettazione di un edificio in c.a. in zona sismica. Dato che la progettazione statica e quella antisismica rappresentano in sintesi solo due diverse fasi a cui la struttura è assoggettata o si presume che lo sia, esse nella prassi comune di modellazione strutturale sono rappresentate e analizzate con una serie di combinazioni di carico e ipotesi progettuali. Per le verifiche di sicurezza si considerano gli involucri delle varie combinazioni. Per conservare l'impostazione iniziale del libro semplice ed immediata gli argomenti trattati sono stati divisi in due parti: Parte 1 "Edificio in c.a. – Analisi Statica" e Parte 2 "Edificio in c.a. – Analisi sismica". Si è dato maggiore spazio all'analisi statica ritenendo che un edificio in c.a. se correttamente progettato secondo rigorosi criteri statici e la buona regola d'arte risulta idoneo nella maggioranza dei casi anche in zona sismica; d'altra parte alcuni elementi strutturali trattati in dettaglio nel presente volume, come i solai, sbalzi, fori, ecc., risentono in minima parte dell'effetto sismico.

Il volume è diviso in sei capitoli più una introduzione e tre appendici finali.

Il *capitolo 1* tratta dei solai. Vengono riportate le principali tipologie: solai gettati in opera, solai a soletta piena, solai prefabbricati, ecc. Viene focalizzata l'attenzione sui solai con travetti in c.a. e blocchi di alleggerimento (pignatte) gettati in opera; vengono analizzati alcuni elementi secondari quali: fori, ribassamenti, sbalzi. Nella parte finale del capitolo vengono analizzati i solai a soletta piena, tipologia strutturale che si va sempre più diffondendo, viene introdotta la teoria delle piastre e ricavati i risultati significativi utili alle verifiche e dimensionamento; particolare attenzione viene rivolta all'analisi delle caratteristiche della sollecitazione di *punzonamento*.

Il *capitolo 2* tratta delle scale. Vengono introdotte alcune tipologie ed elementi tecnologici. In particolare vengono analizzate nel dettaglio le scale con travi a ginocchio e gradini a sbalzo e le scale a soletta piena.

Il *capitolo 3* tratta delle travi. Vengono analizzate dal punto di vista tecnologico e statico le travi a spessore e le travi emergenti. Vengono introdotti alcuni concetti significativi relativi alle travi a spessore utili anche per la progettazione in zona sismica.

Il *capitolo 4* tratta dei pilastri. Viene analizzato l'aspetto tecnologico e statico e introdotta l'instabilità.

Il *capitolo 5* tratta delle fondazioni. Vengono analizzati sia l'aspetto geotecnico che strutturale, due aspetti strettamente correlati e che solitamente risultano reperibili su distinte pubblicazioni specialistiche.

Il *capitolo 6* tratta della progettazione di un edificio in c.a. in zona sismica con l'applicazione degli Eurocodici. Oltre all'aspetto teorico (spettri di risposta, classi di duttilità, gerarchia delle resistenze, ecc.) e a quello normativo, viene riportata nel dettaglio l'analisi di un edificio reale in zona sismica (caso studio) a partire dalla concezione strutturale fino ai disegni esecutivi.

Palma Campania, marzo 2014

Vincenzo Nunziata

Introduzione

Premessa

Questo volume tratta dei principali elementi strutturali che compongono un edificio in cemento armato: solai, scale, travi, pilastri e fondazioni.

Per la trattazione teorica si fa riferimento al volume 1 *Teoria* dello stesso Autore, applicando i concetti in esso riportati a casi reali e in alcuni casi ampliando i concetti stessi.¹ D'altra parte la scienza delle strutture è una scienza mirata a risolvere bisogni primari dell'uomo come l'abitare, il trasporto delle merci e delle persone, il difendersi da calamità naturali, ecc., a differenza di altre scienze fondamentali come la fisica, la chimica e la matematica che sono essenzialmente delle scienze di *indagine* dei fenomeni che ci circondano sebbene esse presentino dei risvolti applicativi e la base teorica per ogni altra "scienza" quali possono essere l'ingegneria e la medicina.

Occorre comunque sottolineare e tenere bene in mente, qualunque sia l'attività da svolgere, sia che riguardi l'aspetto teorico sia quello pratico, che la scienza degli ingegneri (nel nostro caso "strutturisti") *non è una scienza esatta*, a differenza delle scienze fondamentali, e per quanto è dato prevedere per il futuro essa non sarà o potrà mai essere scienza esatta tali e tante sono le variabili aleatorie che condizionano il risultato finale.

L'ingegnere strutturista dovrà sempre ragionare in termini relativi e probabilistici e fare in modo che il risultato finale sia sempre a vantaggio di sicurezza, anche se mai esatto. Per fare ciò l'ingegnere ha a sua disposizione vari mezzi che lo guideranno nelle scelte, in ordine di importanza:

1. le capacità personali²
2. la regola d'arte
3. la teoria

¹ Prendiamo umilmente come esempio colui il quale è ritenuto l'ideatore della teoria classica del cemento armato (c.a.), o quantomeno colui che seppe inquadrare tale teoria in una forma definitiva – ovvero il prof. Emil Mörsch.

Il Mörsch pubblicò il suo fondamentale trattato sulle costruzioni in c.a. *Der Eisenbetonbau* nel 1902. In Italia fu pubblicata una prima edizione completa tradotta in italiano della quarta edizione in tedesco nel 1910 dalla casa editrice Hoepli. Successivamente lo stesso Autore con la pubblicazione della quinta edizione in tedesco, data la notevole mole che l'opera aveva assunto, volle dividerla in due volumi: il primo *Teorie ed esperienze*, il secondo *Applicazioni: costruzioni civili – fondazioni – muri di sostegno e di sponda – camini – torri*; la traduzione in italiano di tali volumi fu pubblicata da Hoepli rispettivamente nel 1923 e 1930.

² Le *capacità personali* attengono all'arte del costruire, che per definizione non si può insegnare. Esse sono il mezzo a disposizione dell'ingegnere più importante nella progettazione strutturale.

4. la pratica
5. le regole empiriche.

Si capisce bene che la “Teoria” è solo uno dei mezzi a disposizione, e nemmeno il più importante, per una corretta progettazione strutturale.

L’attività dell’ingegnere strutturista è oggi sempre più condizionata dal quadro normativo vigente che si evolve in continuazione e in tempi relativamente brevi rispetto al passato³, e molte volte senza una reale motivazione scientifica, se è vero come è vero che la “scienza” delle strutture si evolve in maniera molto lenta. Si può senz’altro affermare che a partire dal secolo scorso progressi reali nel capire e interpretare i fenomeni che caratterizzano le strutture in c.a. sono stati veramente pochi, a differenza dei mezzi di indagine – computer, software, prove sperimentali – che si sono evoluti moltissimo.

L’attuale quadro normativo, tra l’altro, ha esteso a quasi tutto il territorio italiano la zonizzazione sismica per cui occorre applicare nella progettazione strutturale i principi propri dell’ingegneria sismica, a differenza del passato quando le zone sismiche erano molto limitate. Per tale motivo un libro che tratti di strutture in c.a. con riferimento ad edifici *non in zona sismica* non è più proponibile come era stato fatto nella precedente edizione del presente volume, anche se era stato sottolineato e qui si ribadisce che:

1. un edificio in c.a. che risulti *ben progettato* in zona non sismica risulta esserlo nella maggioranza dei casi anche in zona sismica;
2. la progettazione a “regola d’arte” è diretta conseguenza di principi e regole consolidate a prescindere dalle norme vigenti.

In questa nuova edizione del volume 2 che tratta gli elementi strutturali in c.a., la pratica, si è fatto riferimento oltre che alla statica anche alla dinamica strutturale secondo le regole e i principi già evidenziati nel capitolo 10 del volume 1. Alla fine della trattazione, nel capitolo 6, è stato riportato un esempio di calcolo di un edificio in c.a. in zona sismica nei suoi elementi fondamentali, a partire dalla corretta impostazione geometrica “forma”, di masse e rigidità, fino al dettaglio costruttivo, ben consci che il fine ultimo di ogni ingegnere strutturista è quello di utilizzare i concetti acquisiti per poter progettare e veder realizzate delle proprie opere per quanto auspicabile uniche e durature. Si rende comunque necessario un’utile premessa alla trattazione sul quadro normativo vigente di riferimento.

Gli Eurocodici e il quadro normativo nazionale ed internazionale

Nell’era della globalizzazione totale dove le informazioni viaggiano veloci e dove la scienza è in rapida evoluzione, non è più pensabile che ogni Stato sia dotato di proprie regole e normative nel campo delle costruzioni. L’auspicio è che presto si arrivi a regole comuni nel settore edilizio e in particolare nell’ingegneria strutturale.

³ Solo per le costruzioni in cemento armato a partire dal primo Regolamento Edilizio del gennaio 1907 si sono avute ben 17 norme tecniche fino al D.M. 09 gennaio 1996: l’ultima normativa si può dire prima dell’avvento delle norme di *nuova generazione* che fanno riferimento agli Eurocodici e che in Italia ha inizio con la pubblicazione dell’Ordinanza del Pres. Cons. dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003. Per tutto il periodo della ricostruzione e del “boom” edilizio c’è stata una sola normativa, la più longeva, il Regio Decreto Legge 16 novembre 1939 n. 2228, rimasto in vigore fino al 1972 per ben 33 anni!

L'idea certamente non nuova fu la ragione principale per la quale negli anni '70 alcune Nazioni della Comunità Europea decisero di incontrarsi per produrre una nuova legislazione europea il cui scopo era quello di sostituire le singole legislazioni dei vari Stati; questa nuova legislazione che abbraccia tutti i campi delle costruzioni è stata chiamata "Eurocodici".

In Europa, questo processo di unificazione delle regole sembra essersi concluso con l'adozione da parte di tutti gli Stati della comunità europea degli Eurocodici.

In Italia tale processo di unificazione ha avuto inizio nel 2003 (abbastanza tardi) con la promulgazione, in seguito al tragico evento del crollo della scuola elementare in San Giuliano di Puglia provocato da una modesta scossa sismica⁴, dell'*Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri (OPCM) n. 3274 del 20 marzo 2003*, con successive modifiche ed integrazioni fino alla versione finale: *OPCM n. 3431 del 03 maggio 2005*. Tali Ordinanze in buona sostanza recepirono l'*Eurocodice 8 Progettazione delle strutture per la resistenza sismica* nella sua versione finale EN (European Norm) proponendone una versione semplificata attraverso le Ordinanze. Successivamente furono emanati il *D.M. 14 settembre 2005*, il *D.M. 14 gennaio 2008 (NTC 08)*, che hanno recepito in maniera più estesa i vari Eurocodici sulle costruzioni: l'Eurocodice 2 per le strutture in c.a., l'Eurocodice 3 per le strutture in acciaio, l'Eurocodice 4 per le strutture composte, l'Eurocodice 5 per le strutture in legno, ecc. – estendendo la trattazione a tutti i materiali strutturali e alle tipologie, sia in condizioni statiche che sismiche.

Tali Norme Tecniche sono state recepite tra l'altro dalle Appendici Nazionali agli Eurocodici pubblicate sulla Gazzetta Ufficiale n. 73 in data 27.03.2013, che contengono informazioni su quei parametri, noti come *Parametri Determinati a livello Nazionale (PDN)*, che in ogni Eurocodice sono lasciati aperti ad una scelta a livello nazionale (possono essere confermati in alternativa i valori consigliati dagli Eurocodici stessi).

È opinione di autorevoli specialisti condivisa dell'Autore che con la pubblicazione delle Appendici Nazionali gli *Eurocodici strutturali abbiano assunto lo stesso valore formale e legale del Norme Tecniche delle Costruzioni (NTC) e pertanto possano essere applicati in alternativa alle norme stesse*. Infatti in Italia al pari di pochi altri Paesi a livello internazionale (per esempio Spagna e Grecia) le norme tecniche hanno valore "cogente" di legge e pertanto non si possono applicare norme che non siano espressamente previste da strumenti legislativi: le stesse NTC al cap. 12 primo capoverso recitano "*si intendono coerenti con i principi base delle NTC le indicazioni riportate negli Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN, con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali*".

Le NTC vogliono essere esse stesse una versione concisa e semplificata degli Eurocodici strutturali; sarebbe auspicabile una loro versione definitiva che potrebbe chiamarsi "Compendio degli Eurocodici" o "Concise Eurocode" come già avviene in altri Stati membri della Comunità Europea, senza apportare ulteriori modifiche o integrazioni per un numero adeguato di anni (perlomeno 10 anni) per consentire ai tecnici la maturazione dei concetti contenuti e la loro pratica attuazione⁵.

⁴ La scossa sismica di magnitudo $M = 6$ provocò il crollo della scuola con il tragico bilancio di morte di 27 bambini ed 1 maestra. In seguito l'Autorità Giudiziaria ha stabilito che benché il crollo avesse avuto origine per la scossa sismica le responsabilità fossero invece di tipo personale: costruttori, progettisti, tecnici comunali, ecc.

⁵ Non si capisce bene il motivo per il quale gli Eurocodici che dopo più di 30 anni hanno raggiunto la loro versione definitiva da sperimentale "ENV" a finale "EN" non vengano adottati completamente ed in maniera ufficiale dalla normativa italiana, senza continue integrazioni o aggiunte sotto forma di Decreti ministeriali (D.M.)

Negli Stati Uniti d'America (U.S.A.) sembra invece che questo processo di unificazione delle norme sia appena iniziato. Le norme variano Stato per Stato e qualche volta anche città per città all'interno dello stesso Stato. Per molti stati negli USA, il trend è quello di adottare un unico codice a carattere generale, IBC (International Building Code), che di fatto ha valore di legge, facendo riferimento per i vari materiali e tipologie strutturali a codici specialistici – *AISC Steel Construction Manual*, *ACI Building Code Requirements for Structural Concrete*, *AASHTO Bridge Design*, ecc. – pubblicati da varie associazioni di categoria.

Breve cronistoria del programma degli Eurocodici

Nel 1975, la Commissione delle Comunità Europee decise di attuare un programma di azioni nel settore delle costruzioni, sulla base dell'articolo 95 del Trattato. L'obiettivo del programma era l'eliminazione degli ostacoli tecnici al commercio e l'armonizzazione delle specifiche tecniche. Nell'ambito di tale programma di azioni, la Commissione prese l'iniziativa di stabilire un insieme di regole tecniche armonizzate per la progettazione delle opere di costruzione che, in una prima fase, sarebbe servito come alternativa rispetto ai regolamenti nazionali in vigore negli Stati Membri ed, alla fine, li avrebbe sostituiti.

Per quindici anni, la Commissione, con l'aiuto di un Comitato Direttivo composto da Rappresentanti degli Stati Membri, ha provveduto allo sviluppo del programma degli Eurocodici, che ha portato alla stesura della prima generazione di codici europei negli anni '80.

Nel 1989, la Commissione e gli Stati Membri della UE e della EFTA decisero, in base a un accordo tra la Commissione e il CEN, di trasferire il compito della preparazione e della pubblicazione degli Eurocodici al CEN attraverso una serie di Mandati, con l'obiettivo di attribuire ad essi nel futuro lo status di Norme Europee (EN).

Il programma degli Eurocodici Strutturali comprende le seguenti norme, generalmente composte da un certo numero di Parti:

EN 1990 Eurocodice: *Basis of Structural Design*

EN 1991 Eurocodice 1: *Actions on structures*

EN 1992 Eurocodice 2: *Design of concrete structures*

EN 1993 Eurocodice 3: *Design of steel structures*

EN 1994 Eurocodice 4: *Design of composite steel and concrete structures*

EN 1995 Eurocodice 5: *Design of timber structures*

EN 1996 Eurocodice 6: *Design of masonry structures*

EN 1997 Eurocodice 7: *Geotechnical design*

EN 1998 Eurocodice 8: *Design of structures for earthquake resistance*

EN 1999 Eurocodice 9: *Design of aluminium structures*

Gli Eurocodici forniscono regole comuni per la progettazione strutturale, di uso corrente, nella progettazione di strutture, nel loro complesso, e di componenti strutturali, di tipologia tradizionale o innovativa. Forme di costruzione o condizioni di progetto inusuali non sono trattate in modo specifico; per tali casi è richiesto dal progettista il contributo aggiuntivo da parte di esperti.

Norme nazionali che implementano gli Eurocodici

Le Norme nazionali che implementano gli Eurocodici contengono il testo completo dell'Eu-

rocodice (comprese tutte le appendici), così come pubblicato dal CEN, il quale può essere preceduto da una copertina nazionale e da una premessa nazionale, e può essere seguito da una appendice nazionale.

L'Appendice nazionale può contenere solo informazioni su quei parametri, noti come *Parametri Determinati a livello Nazionale*, che in ogni Eurocodice sono lasciati aperti ad una scelta a livello nazionale, da impiegarsi nella progettazione degli edifici e delle opere di ingegneria civile da realizzarsi nella singola nazione, cioè:

- valori e/o classi per i quali nell'Eurocodice sono fornite alternative;
- valori da impiegare, per i quali nell'Eurocodice è fornito solo un simbolo;
- dati specifici della singola nazione (geografici, climatici, ecc.), per esempio la mappa della neve;
- la procedura da impiegare quando nell'Eurocodice ne sono proposte diverse in alternativa.

L'Appendice nazionale può anche contenere:

- decisioni riguardanti l'applicazione delle appendici informative;
- riferimenti ad informazioni complementari non contraddittorie che aiutino l'utente ad applicare l'Eurocodice.

Introduzione allo studio degli elementi strutturali

Prima di iniziare a parlare degli elementi strutturali caratteristici di un edificio in c.a. si riportano alcune considerazioni ed ipotesi valide per i capitoli successivi.

L'edificio utilizzato come riferimento nello studio degli elementi strutturali è una struttura in zona sismica soggetta ad alcune limitazioni di tipo geometrico e statiche; esse sono:

- numero di piani ≤ 10 ;
- regolarità in pianta ed altezza;
- luci regolari: per solai ≤ 7 m, per travi emergenti ≤ 6 m, per travi a spessore ≤ 5 m;
- piani rigidi.

Si farà riferimento, laddove necessario, ai seguenti comportamenti strutturali:

- comportamento strutturale non dissipativo;⁶
- comportamento strutturale dissipativo, per classe di duttilità media (CDB).

Per edifici in zona sismica occorrerà associare all'azione statica, in genere composta da un'unica combinazione di carichi massimi, l'azione sismica, in genere composta da più combinazioni di carico – minimo 16 combinazioni in assenza di sisma verticale.

Secondo l'Eurocodice 0 e le NTC le combinazioni minime da considerare per gli stati limiti strutturali (STR) sono quelle riportate di seguito.

⁶ Nella bozza delle nuove NTC e in base al parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, espresso nella seduta del 14/12/2010, è stato finalmente chiarito che anche gli edifici in c.a., come qualsiasi altra tipologia strutturale, possono essere progettati secondo un comportamento strutturale non dissipativo e quindi affidare la risposta sismica alla *resistenza* e non alla *duttilità*, in realtà sempre presenti entrambe. Le norme NTC 08 fanno riferimento per le strutture in c.a. ad un comportamento esclusivamente dissipativo.

Combinazione statica fondamentale

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + P + \gamma_Q \cdot Q_{k1} + \gamma_Q \cdot \sum_{j=2}^n \psi_{0,j} \cdot Q_{k,j}$$

Combinazione sismica

$$F_d = G_1 + G_2 + P + \sum_{i=1}^n \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} + E$$

dove

 F_d = carico di progetto G_1 = pesi propri (o effetti da essi causati) delle strutture, del terreno e dell'acqua, quando pertinenti G_2 = pesi propri degli elementi non strutturali P = azione indotta da precompressione o pretensione Q_{k1} = azione variabile di base (o più gravosa ai fini della sicurezza) di ogni combinazione o effetto causato da essa Q_{kj} = j -esima azione variabile oltre quella di base o effetti causati da essa γ_{G1} = 1,3 (1 se il suo contributo opera a favore della sicurezza) γ_{G2} ⁷ = 1,5 (0 se il suo contributo opera a favore di sicurezza) γ_Q = 1,5 (0 se il suo contributo opera a favore della sicurezza) ψ_{0j} = coefficienti di combinazione che tengono conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici. I valori sono riportati nella tabella 1 per edifici civili ed industriali correnti.**Tabella 1. Coefficienti di combinazione delle azioni variabili**

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

⁷ Nel caso in cui i pesi o i carichi permanenti non strutturali (ad esempio i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per il peso proprio della struttura o azioni permanenti; ovvero $\gamma_{G2} = 1,3$ (1 se il suo contributo opera a favore di sicurezza).

La combinazione statica, assenza di sisma, ci consente lo studio dell'edificio per componenti⁸:

- solai
- scale
- travi
- pilastri
- fondazioni.

Tale studio per componenti è stato eseguito da generazioni di ingegneri strutturisti fino a non molti anni fa allorché quasi tutto il territorio italiano risultava non in zona sismica, a differenza di oggi dove risulta essere esattamente l'opposto.

I risultati acquisiti con la sola analisi statica delle strutture risultano nella maggioranza dei casi fondamentali⁹ per una corretta progettazione strutturale; essi verranno trattati nel dettaglio nei capitoli dal n. 1 al 5.

L'analisi di un edificio in zona sismica, di tipo spaziale, verrà riportata nel capitolo 6. Verrà analizzato un caso reale di edificio in c.a. in zona sismica in classe di duttilità bassa (CDB), a partire dalla concezione strutturale, sulla base di un progetto architettonico fornito dalla committenza, fino agli esecutivi di cantiere e dettagli costruttivi. Per i necessari approfondimenti teorici e normativi si farà riferimento principalmente al capitolo 10 del vol. 1 "Edifici in cemento armato in zona sismica" a cui si rimanda il lettore; laddove necessario si utilizzeranno gli Eurocodici strutturali.

Si evidenzia sin d'ora che i principi generali oggi adottati dalle norme europee fanno riferimento essenzialmente al "Performed Based Design (PDB)" secondo il quale la progettazione strutturale è basata su regole di tipo *prestazionale e non convenzionali e prescrittive*. Per raggiungere i prescritti livelli prestazionali dal punto di vista operativo viene fortemente consigliato (quasi obbligato) il cosiddetto "criterio della gerarchia delle resistenze" o "capacity design"¹⁰; che si basa essenzialmente sulle modalità con le quali favorire o anzi predisporre dei meccanismi di tipo duttile ai quali è affidato il compito di dissipare l'energia sismica secondo delle regole di gerarchia o di importanza strutturale in relazione alla sicurezza dell'elemento considerato. Sono fortemente osteggiati, con regole penalizzanti, i comportamenti strutturali che fanno ricorso alla resistenza nella dissipazione di energia sismica, anche se in particolari situazioni e particolari tipologie strutturali tali comportamenti risultano i soli applicabili. C'è da dire che l'analisi dell'edificio soggetto a soli carichi verticali (analisi statica) e dell'edificio soggetto a soli carichi sismici (analisi sismica) ha in questo testo un significato

⁸ Questo tipo di approccio con i mezzi informatici a disposizione oggi non ha ragione di esistere, per cui il calcolo di una struttura reale sarà sempre di tipo "spaziale" anche per edifici in zona non sismica; risulta comunque utile dal punto di vista didattico uno studio per elementi in quanto aiuta a capire il funzionamento degli elementi stessi e fornisce dei mezzi rapidi di verifica dei risultati, operazione quest'ultima indispensabile.

⁹ Si tenga conto che il terremoto per sua natura è un evento eccezionale con dei tempi di ritorno che in molte tipologie strutturali superano la vita utile della tipologia stessa.

¹⁰ Occorre sottolineare che tale criterio sebbene adottato in via preferenziale dalle norme europee è *solo uno* dei possibili modi di poter far fronte ad un evento sismico, e da solo non garantisce la completa sicurezza nei confronti di un probabile terremoto. Il criterio trae origine da studi condotti in Nuova Zelanda e riportati a livello bibliografico: Paulay e Priestley (1992); tali studi tra l'altro ancora non sono sufficientemente sperimentati. Negli USA tale criterio non è adottato.

prettamente didattico, anche se risulta corretta dal punto di vista concettuale e formalmente applicabile. Nella pratica professionale le due analisi vengono eseguite in “parallelo” tramite appositi software agli elementi finiti, e combinate in modo da ricavare i risultati più penalizzanti.

PARTE I

Edificio in cemento armato: analisi statica

Come già evidenziato nell'Introduzione, l'analisi statica di un edificio in c.a. si rende qualunque necessaria anche se l'edificio si trova in zona sismica, in tal caso essa va combinata o associata all'analisi sismica (vedi capitolo 6). Per edifici non in zona sismica (in Italia non esistono più zone non sismiche ma nel nord Europa tali zone sono la maggioranza: ad esempio l'Inghilterra) l'analisi statica risulta da sola sufficiente nella progettazione strutturale.

In questa parte del libro verranno analizzati nel dettaglio i principali componenti o elementi strutturali di un edificio in cemento armato, di seguito elencati:

- solai
- scale
- travi
- pilastri
- fondazioni.

Lo studio per elementi di tipo manuale consentito nell'analisi statica secondo una procedura semplificata in presenza di soli carichi verticali (forze da sisma e vento nulle e comportamento a piani fissi) risulta ancora oggi fondamentale nonostante i potenti mezzi informatici e di calcolo a disposizione. Tale affermazione discende dalla consapevolezza che un ingegnere strutturista debba sempre possedere nel suo bagaglio culturale dei mezzi semplici di dimensionamento e controllo dei risultati che vengano fuori da un calcolo automatico che molte volte si basa su ipotesi e procedure protette dalla casa software che produce il programma di calcolo e quantomeno difficilmente reperibili e non sufficientemente validate¹. Tali procedure risultano sempre più complesse per tener conto dell'evoluzione continua delle normative che prevedono una serie di verifiche e dettagli costruttivi che solo una procedura automatizzata può eseguire in tempi ragionevoli con il pericolo per l'ingegnere strutturista inesperto di perdere la conoscenza o la consapevolezza del fenomeno fisico che governa la progettazione strutturale e l'ordine di grandezza dei risultati acquisiti, peraltro anch'essi di difficile interpretazione matematica e fisica.

¹ In merito alle "analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo" le NTC al punto 10.2 riportano una serie di prescrizioni cui dovrà riferirsi il progettista strutturale che resta comunque "responsabile dell'intera progettazione strutturale" – NTC 10.1. In particolare sarà cura del progettista appurare l'affidabilità dei codici utilizzati e la validazione dei codici.

1. I solai

1.1. Introduzione

I solai sono gli elementi di copertura o di calpestio degli edifici civili o industriali soggetti prevalentemente a carichi distribuiti; anche le solette da ponte si possono considerare come solai soggetti però a carichi di diversa tipologia e quindi con schemi statici diversi per il calcolo.

Si usa suddividere i solai in cemento armato in:

- solai a soletta piena, in c.a. o in c.a.p. alveolare (figura 1.1);
- solai misti con travetti in c.a. o c.a.p. e blocchi interposti di alleggerimento collaboranti e non, in laterizio o altro materiale (figura 1.2).

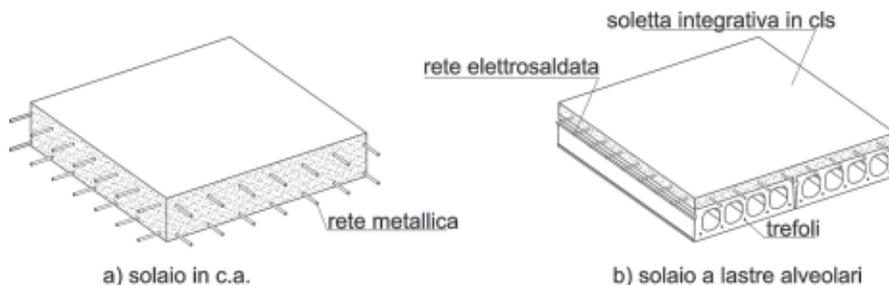


Figura 1.1. Solai a soletta piena

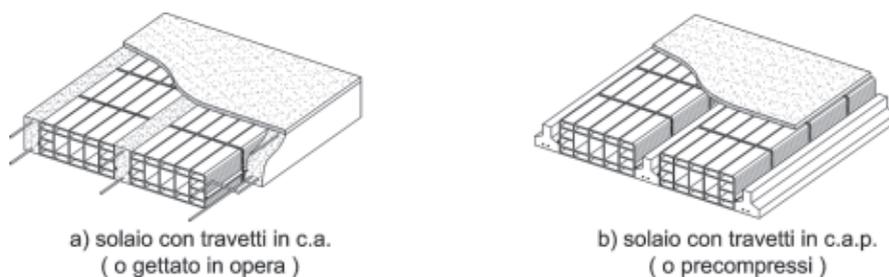


Figura 1.2. Solai misti

I solai a soletta piena possono essere a spessore costante o nervati (figura 1.3) in una o due

direzioni; essi scaricano sui muri tramite cordoli o sulle travi di piano; la geometria del solaio definisce lo schema statico.

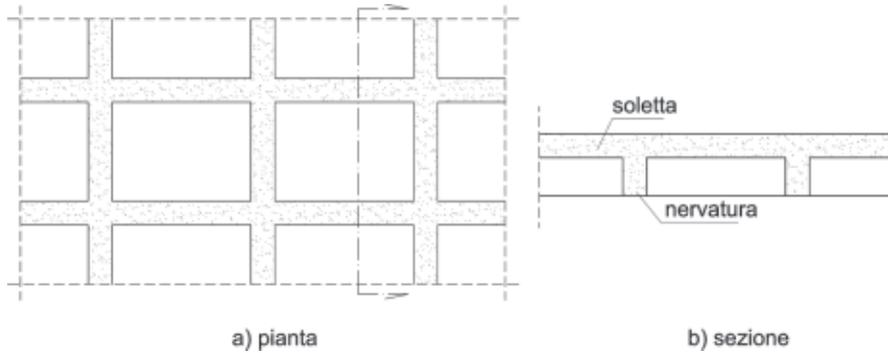


Figura 1.3. Solaio nervato (o a cassettoni)

Un particolare tipo di solaio a soletta piena è il cosiddetto *solaio a fungo* (figura 1.4) nel quale gli appoggi sono puntiformi (pilastri) senza travi. I pilastri vengono disposti su file parallele, secondo i vertici di rettangoli (figura 1.4a) o quadrati, oppure secondo i vertici di triangoli (figura 1.4b).

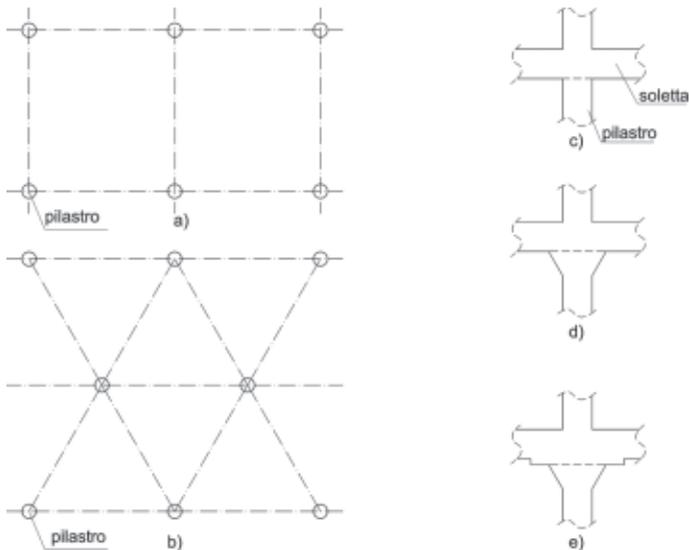


Figura 1.4. Solaio a fungo

La testa del pilastro può essere piana (figura 1.4c), o allargarsi a forma di calice o di fungo (figura 1.4d) da cui il nome; spesso si rinforza la soletta in corrispondenza del pilastro rir-grossandola (figura 1.4e).

I solai a soletta piena¹ trovano applicazione laddove sono previste grosse luci o forti carichi; essi risultano molto meno diffusi dei solai misti per cui nel prosieguo verranno analizzati questi ultimi limitandoci a dare per i primi brevi indicazioni e metodologie di calcolo alla fine di questo capitolo; d'altra parte la loro trattazione non differisce molto da una normale struttura completamente in c.a. (lastra).

1.2. Solai misti con travetti in c.a. gettati in opera

Il solaio misto con travetti in c.a. gettati in opera (figura 1.5) e blocchi in laterizio (pignatte) non collaboranti è il solaio classico ancora oggi² molto diffuso per i suoi notevoli pregi che sono essenzialmente la facilità di esecuzione, la gestione pratica di alcuni particolari costruttivi (fori, sbalzi, ecc.), l'economia. Peraltro alcune considerazioni che si faranno in merito a tale tipologia potranno essere estese anche ad altre.

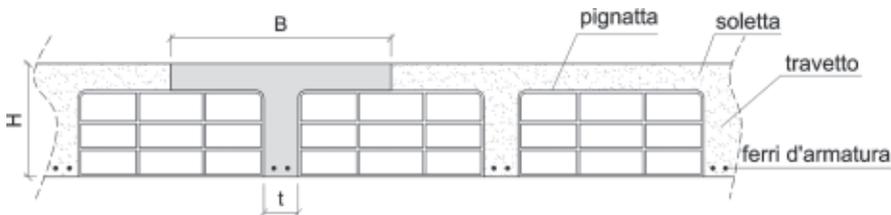


Figura 1.5. Solaio misto con travetti in c.a.

Il calcolo di un solaio misto in c.a. si articola attraverso le seguenti fasi:

1. analisi dei carichi;
2. scelta dello schema statico e determinazione delle caratteristiche di sollecitazione;
3. verifica della sezione e progetto delle armature;
4. progetto e verifica degli elementi secondari:
 - a. fori
 - b. ribassamenti
 - c. sbalzi laterali
 - d. sbalzi d'angolo.
5. disegni esecutivi.

¹ Anche le fondazioni a platea (nervata e non), utilizzate per ripartire il carico di un edificio su una maggiore superficie di terreno scendente, si comportano come dei normali solai a soletta piena, solo che in questo caso il carico è dato dalla reazione del terreno rivolta verso l'alto.

² La tendenza è quella di andare verso la prefabbricazione che insieme ad alcuni vantaggi come la velocità del montaggio presenta alcuni inconvenienti che possono diventare significativi in dipendenza della tipologia strutturale come ad esempio la difficile gestione dei particolari costruttivi, la difficoltà di gestire geometrie articolate e non ultimo la difficoltà di gestire le verifiche di calcolo dovendosi "affidare" a delle tabelle precompilate molte volte incomplete, o addirittura demandare il calcolo alla ditta fornitrice del solaio prefabbricato.

1.2.1. Analisi dei carichi

L'analisi dei carichi è un'operazione preliminare per qualsiasi calcolo e risulta di importanza fondamentale per l'attendibilità dei risultati del calcolo stesso. Purtroppo per ragioni contingenti alcuni dei carichi da considerare risultano molte volte aleatori e fissati dalle norme in base a considerazioni di natura probabilistica; gli stessi carichi fissi risultano condizionati da alcuni parametri come il peso specifico o lo spessore reale che il più delle volte si danno per scontati, ma così non sono. In definitiva l'analisi dei carichi che nella maggioranza dei testi tecnici si considera ovvia può risultare invece molto complicata e comunque sempre approssimata; tale approssimazione diminuisce al crescere dell'esperienza e del grado di conoscenza del tecnico.

Il carico per condizioni normali va distinto in:

$$\begin{aligned} \text{Permanenti} = G &= \begin{cases} \text{peso proprio} \\ \text{sovraccarichi fissi} \end{cases} \\ \text{Accidentali} = Q &= \begin{cases} \text{sovraccarico accidentale} \end{cases} \end{aligned}$$

I simboli G e Q indicano i carichi da considerare al fine dell'applicazione dei coefficienti parziali di sicurezza γ_G e γ_Q previsti dall'EC2.

Il peso proprio è costituito dalla somma dei pesi degli elementi che compongono la struttura portante del solaio, ovvero:

- soletta
- travetti
- laterizi (o pignatte).

Il sovraccarico fisso è costituito per i piani intermedi da: intonaco, massetto, pavimento, tramezzi; per la copertura da: intonaco, massetto delle pendenze, guaina o asfalto, tegole, ecc. Il sovraccarico accidentale viene fissato dalle norme in funzione della destinazione d'uso dell'edificio.

Non si tiene conto nei calcoli del carico termico, salvo a considerarlo mediante alcune prescrizioni costruttive.

Per poter determinare i carichi permanenti occorre fissare la sezione del solaio. A tal proposito le norme³ indicano alcuni parametri minimi da rispettare; in particolare per i solai gettati in opera con blocchi non collaboranti si dovrà tener conto di quanto riportato in figura 1.6.

In pratica succede spesso che per la costruzione di edifici si usino delle sezioni piuttosto che altre per consuetudine, a seconda della zona in cui si opera (tutte rispettose dei valori minimi imposti dalla normativa).

Una tipica sezione di solaio per edifici per civile abitazione è riportata in figura 1.7, per essa si ha con riferimento alla striscia di 1 metro:

³ I solai non vengono trattati in modo diretto dall'EC2 e dalle NTC 08 (§4.1.9), per essi occorrerà far riferimento al punto 7 del D.M. 09 gennaio 1996.

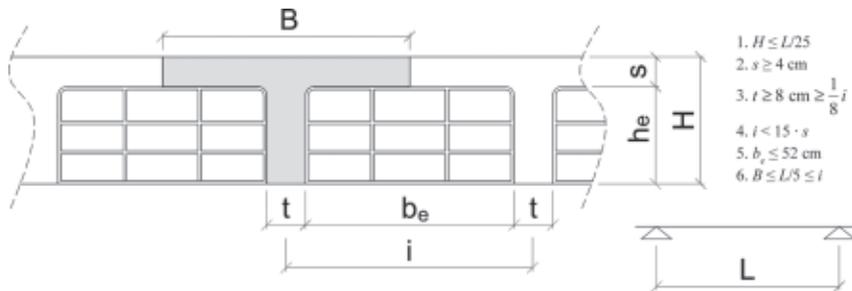


Figura 1.6.

Analisi dei carichi

1. peso proprio:

$$\begin{aligned}
 \text{soletta } & 1 \cdot 1 \cdot 0,04 \cdot 25 & = 1,0 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{travetti } & 2 \cdot (0,1 \cdot 0,18 \cdot 1 \cdot 25) & = 0,9 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{laterizi } & 8 \cdot 0,1 & = \underline{0,8 \text{ kN/m}^2} \\
 & & \underline{2,7 \text{ kN/m}^2}
 \end{aligned}$$

2. sovraccarichi fissi

$$\begin{aligned}
 \text{massetto } & 1 \cdot 1 \cdot 0,07 \cdot 14 & = 0,98 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{pavimento } & 1 \cdot 1 \cdot 0,01 \cdot 27 & = 0,27 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{intonaco } & 1 \cdot 1 \cdot 0,02 \cdot 15 & = 0,30 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{incidenza tramezzi}^4 & & = \underline{1,00 \text{ kN/m}^2} \\
 & & \underline{2,55 \text{ kN/m}^2}
 \end{aligned}$$

$$G = 2,7 + 2,55 = 5,25 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 2 \text{ kN/m}^2$$

Per gli sbalzi si ha:

$$G = 2,7 + 1,55 = 4,25 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 4 \text{ kN/m}^2$$

⁴ Secondo il punto 3.1.3.1 NTC, per i solai “il peso proprio di elementi divisori interni potrà essere ragguagliato ad un carico permanente portato uniformemente distribuito.” Il carico uniformemente distribuito da considerare dipende dal peso della parete per unità di lunghezza. Si è assunto un valore intermedio del carico distribuito previsto dalle norme: $0,8 \div 1,2 \text{ kN/m}^2$, ovvero il valore $1,0 \text{ kN/m}^2$.

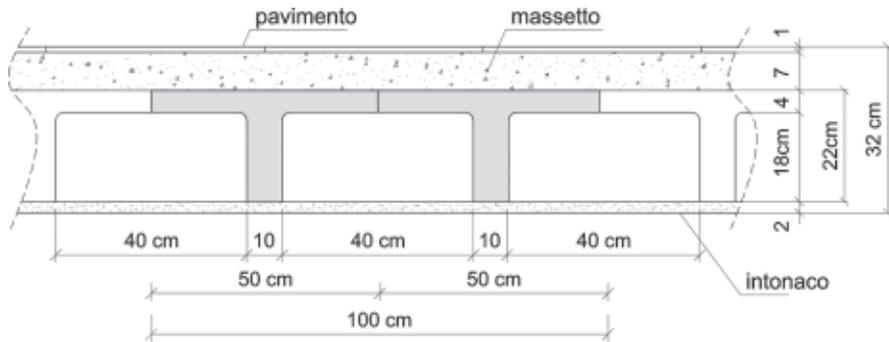


Figura 1.7. Sezione tipo di solaio

1.2.2. Scelta dello schema statico e determinazione delle caratteristiche di sollecitazione

Nell'ottica accennata all'inizio del capitolo si tratta di estrapolare dalla struttura reale (figura 1.8) l'elemento solaio e cercare di individuarne il comportamento fisico attraverso schemi di tipo approssimato che tengano conto della tecnologia e delle caratteristiche geometriche.

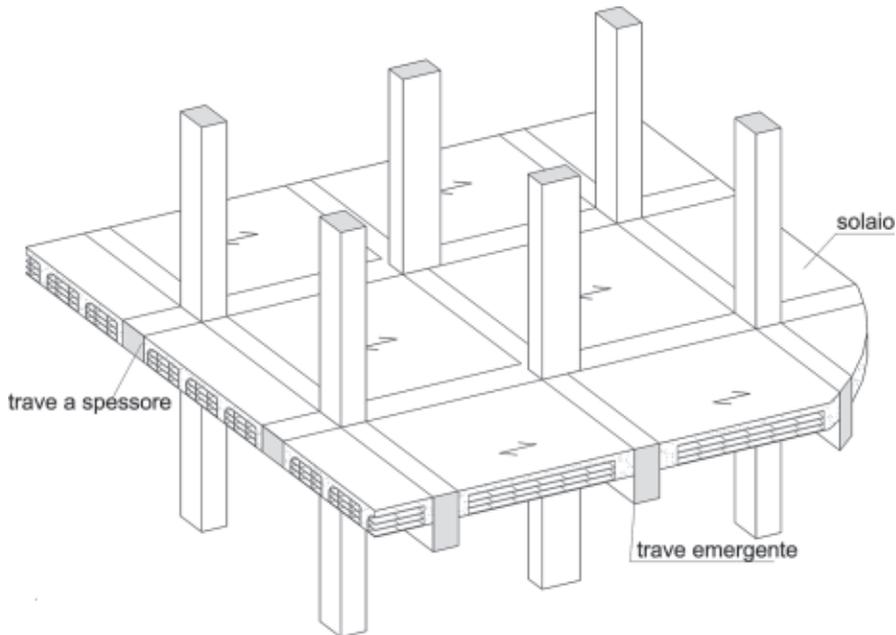


Figura 1.8. Impalcato

Il solaio si caratterizza strutturalmente per essere formato da tante piccole travi a T (figura 1.7) che vanno ad innestarsi nelle travi di piano che a loro volta scaricano sui pilastri e questi

sulla fondazione; il grado di incastro opposto dalla trave di piano caratterizza il vincolo di estremità delle travi a T (travetti) del solaio.

Tale grado di incastro è funzione oltre che della rigidezza a torsione della trave di piano, dipendente dalla geometria della sezione, anche della posizione del travetto. In mezzeria la trave oppone la minima resistenza alla tendenza del travetto corrispondente a ruotare per cui al limite il vincolo può essere considerato un appoggio semplice (rotazioni libere); in corrispondenza del pilastro la trave oppone la massima resistenza alla rotazione del travetto corrispondente per cui al limite il vincolo può essere considerato un incastro (rotazione nulla).

In generale quindi i travetti che costituiscono il generico solaio possono essere vincolati alle estremità, in funzione delle condizioni al contorno, con un grado di incastro intermedio tra il semplice appoggio e l'incastro perfetto. Per tener conto della variabilità del vincolo di estremità e giacché per ragioni economiche e pratiche i travetti appartenenti ad uno stesso solaio⁵ si armano allo stesso modo, lo schema statico considerato nel calcolo del generico solaio non è unico ma è l'inviluppo dei risultati di tre schemi semplici che sono:

- *schema 1*: trave continua su n appoggi, figura 1.9a; tale schema approssima meglio il comportamento dei travetti in mezzeria per travi di estremità poco rigide (travi a spessore di solaio);
- *schema 2*: travi separate perfettamente incastrate agli estremi, figura 1.9b; tale schema approssima il comportamento dei travetti in prossimità dei pilastri;
- *schema 3*: travi incernierate agli estremi (figura 1.9c), con dimezzamento delle sollecitazioni; tale schema si adotta per cautelarsi da una parziale interruzione della continuità provocata dalle variazioni termiche o da eventuali cedimenti dei vincoli.

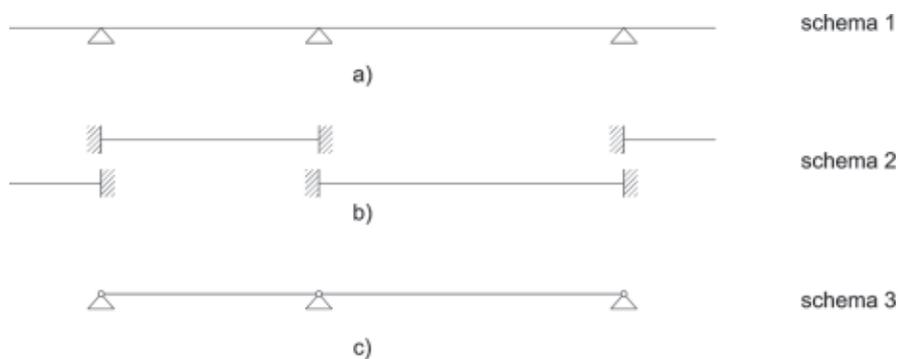


Figura 1.9. Schemi di calcolo

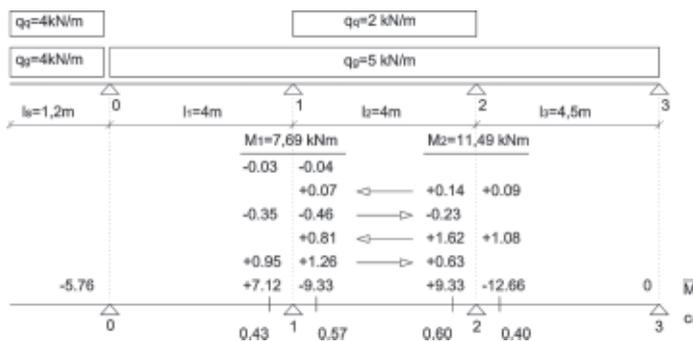
Ci si riferisce in genere alla fascia di un metro prescindendo dai collegamenti trasversali, di cui si discuterà separatamente; si considerano inoltre solo carichi uniformemente distribuiti disposti sulle campate in modo da provocare le massime sollecitazioni.

⁵ Si definisce *solaio* un insieme di travetti continui su una o più campate.

Lo schema 1 dà luogo a vari diagrammi del momento flettente⁶ che è la sollecitazione più gravosa per i solai, a seconda di come si dispongono i carichi accidentali in campata⁷ (figura 1.10).

⁶ Per il calcolo della trave continua si può applicare il metodo di Cross, il quale è un metodo iterativo sufficientemente semplice che consente con pochi passaggi di determinare le incognite iperstatiche che sono i momenti sugli appoggi intermedi (noti questi si può risolvere la trave determinando il momento e il taglio in ogni sezione e le reazioni vincolari, come vedremo di seguito).

Il procedimento consiste, noti i carichi distribuiti $q = \gamma_g \cdot G + \gamma_q \cdot Q$, nei seguenti passaggi:



Applicazione del metodo di Cross

- considerando i nodi intermedi fittiziamente bloccati con vincoli incastro (morsetti), si calcolano i momenti di incastro perfetto a destra e a sinistra degli appoggi: $\bar{M}_i = \frac{q_i \cdot l_i^2}{12}$ ovvero $\bar{M}_i = \frac{q_i \cdot l_i^2}{8} - \frac{1}{2} \cdot \frac{q_s \cdot l_s^2}{2}$, si considerano i momenti agenti sull'asta positivi se destrogiri;
- note le rigidezze flessionali W_i , si ricavano i coefficienti di ripartizione a destra e a sinistra degli appoggi intermedi che per sezione e materiale identici ($EI = cost$) si scrivono:

$$c_{i,dx} = \frac{W_{i,dx}}{W_{i,sx} + W_{i,dx}} \quad c_{i,sx} = \frac{W_{i,sx}}{W_{i,sx} + W_{i,dx}}$$

dove

$$W_i = \frac{4}{l_i} \text{ per le campate intermedie}$$

$$W_i = \frac{3}{l_i} \text{ per le campate di estremità.}$$

- si calcola il momento di squilibrio per ogni appoggio $\sum_i \bar{M}_i$ si cambia di segno e si ripartisce sulle estremità della trave convergenti nel nodo in base ai coefficienti di ripartizione c_i ;
- si calcolano i momenti di trasmissione all'altra estremità dell'appoggio, che si ottengono dividendo per 2 i momenti di ripartizione senza cambiarli di segno;
- si riparte dal punto c) fino a quando si verifica per ogni appoggio $\sum_i \bar{M}_i = 0$ il metodo converge molto rapidamente.

Una volta ricavati i momenti sugli appoggi intermedi, si possono determinare i momenti in mezzeria, ovvero:

$$M_{l/2} = \frac{q_i \cdot l_i^2}{8} - \frac{M_{i-1} + M_i}{2}$$

Successivamente si costituisce il diagramma dei momenti inserendo le rispettive parabole campata per campata in base ai valori ricavati per gli appoggi e per la mezzeria.

⁷ Nel caso di carichi uniformi comunque segmentabili, cioè di estensione arbitraria, per determinare la disposizione

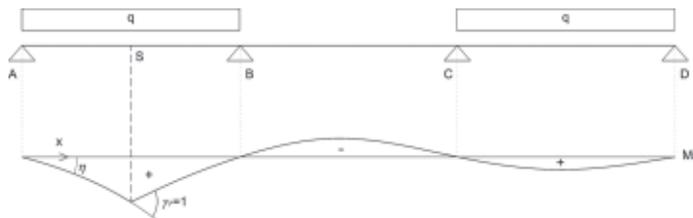
In genere si ricerca il massimo momento in campata e il minimo sugli appoggi; a tal uopo nel primo caso si dispone il carico accidentale sulla campata interessata e si alterna sulle altre campate; nel secondo caso si dispone il carico accidentale sulle due campate adiacenti l'appoggio interessato e si alterna sulle altre.

La risoluzione degli schemi di calcolo considerati dà luogo ad una serie di diagrammi del momento flettente (vedi figura in nota 7) il cui diagramma di involuppo (figura 1.11d) è preso di riferimento per il progetto e la verifica del solaio considerato.

del carico sulle campate della trave continua che rende massimo (o minimo) il momento nella sezione considerata (di solito quelle di mezzeria e agli appoggi) sono di aiuto le linee di influenza. Supposta la trave percorsa da un carico concentrato unitario verticale, si chiama linea di influenza di un determinato effetto un diagramma tale che la sua ordinata letta (in una data scala) sotto le diverse posizioni del carico dia il valore dell'effetto provocato dal carico unitario mobile.

L'effetto considerato è il momento flettente nella sezione s (M_s); il passaggio dal carico concentrato unitario a quello distribuito avviene attraverso una semplice integrazione.

L'effetto potrà essere sia positivo che negativo, per cui per ottenere ad esempio il massimo momento positivo in campata occorrerà caricare solo le zone della linea d'influenza con segno positivo e risolvere lo schema statico con i noti metodi della scienza delle costruzioni; nella seguente figura è riportata la linea d'influenza del momento M_s per la sezione di mezzeria della campata AB di una trave continua e il conseguente caricamento delle campate (ci si riferisce a carichi accidentali uniformemente distribuiti).

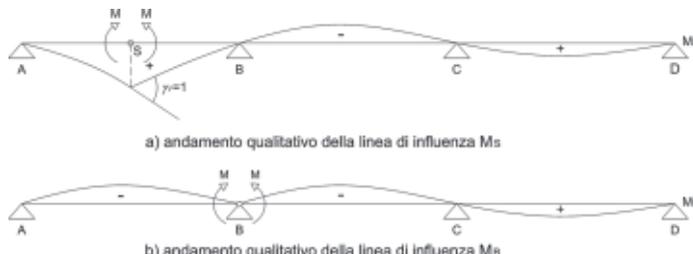


Linea d'influenza e caricamento della trave

In realtà quello che interessa non è la reale linea d'influenza che ci permetterebbe di ottenere il momento M_s attraverso una integrazione del tipo:

$$M_s = \int_x q \cdot \eta \cdot dx$$

ma la sua forma anche se approssimata. L'andamento della linea d'influenza del momento flettente può essere ottenuta applicando il teorema di Land, pensando di svincolare la trave in S ed applicare a tale sezione due coppie uguali e contrarie tracciando qualitativamente la deformata della trave che ne consegue (vedi figura).



Linee d'influenza qualitative del momento flettente

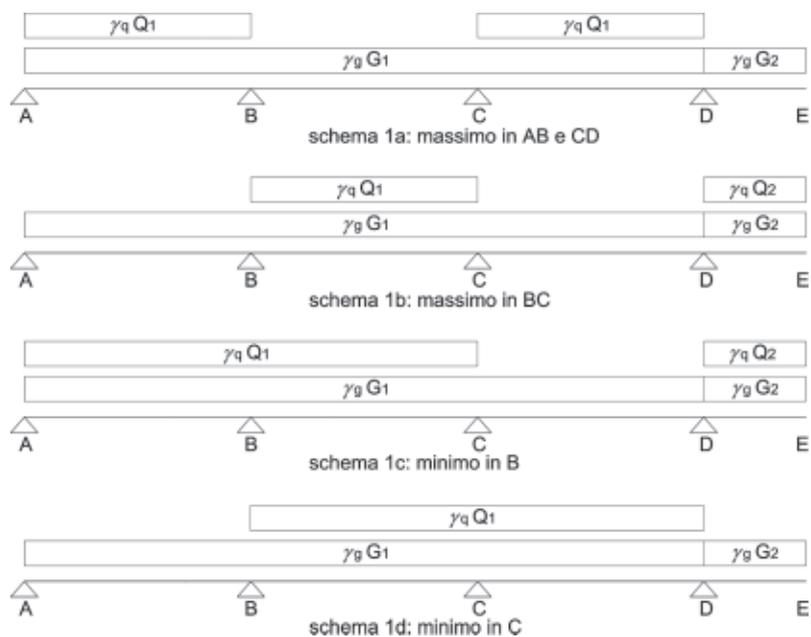


Figura 1.10. Schemi di carico per la trave continua

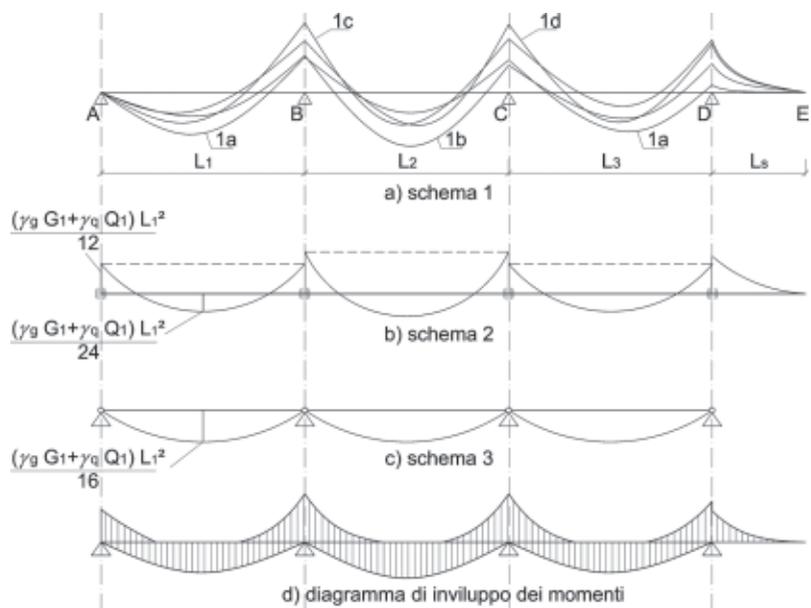


Figura 1.11. Diagrammi dei momenti flettenti

Per il taglio si dovrebbe fare la stessa cosa fatta per il momento flettente, ovvero ricavare il taglio massimo e minimo per ogni campata attraverso la risoluzione di vari schemi di calcolo oppure procedere secondo un metodo approssimato come si vedrà per le travi, ma giacché i solai normali non vengono⁸ armati a taglio tale operazione non viene fatta.

In merito ai coefficienti parziali di sicurezza γ_g e γ_q applicati rispettivamente ai carichi permanenti e accidentali, c'è da dire che nel caso della trave continua essi potrebbero assumere valori anche diversi da quelli normali: $\gamma_g = 1,3$; $\gamma_q = 1,5$, ovvero per particolari condizioni geometriche (campate corte, sbalzi lunghi) essi potrebbero assumere i valori alternativi $\gamma_g = 1$ e $\gamma_q = 0$ previsti dall'EC2 con il moltiplicarsi degli schemi statici da considerare. Nel prosieguo della trattazione supporremo sempre che essi assumano il loro valore standard ($\gamma_g = 1,3$; $\gamma_q = 1,5$) come accade nella quasi totalità dei casi.

Per una progettazione veloce⁹ anche di tipo manuale che permette di dimensionare un qualsiasi solaio con risultati a vantaggio di sicurezza si può considerare un unico schema di carico (figura 1.12) con carichi distribuiti su tutte le campate e con valori del momento flettente pari a:

$$\pm(1,3G + 1,5Q) \frac{l^2}{10}$$

rispettivamente per le campate e gli appoggi intermedi;

e pari a:

$$\pm(1,3G + 1,5Q) \frac{l^2}{14}$$

per gli appoggi di estremità.

In presenza di sbalzo si assume per l'appoggio corrispondente il valore:

$$\pm(1,3G + 1,5Q) \frac{l_{sbalzo}^2}{2}$$

⁸ Salvo a tenerne conto con alcune prescrizioni imposte alle armature e alcune regole del buon costruire che verranno indicate in seguito.

⁹ I solai per edifici normali sono ormai entrati nell'uso comune, per cui risulta sicuramente fuorviante utilizzare sofisticati mezzi di calcolo e numerosi schemi di calcolo per ottenere alla fine dei risultati già noti avendo un minimo di esperienza di cantiere.

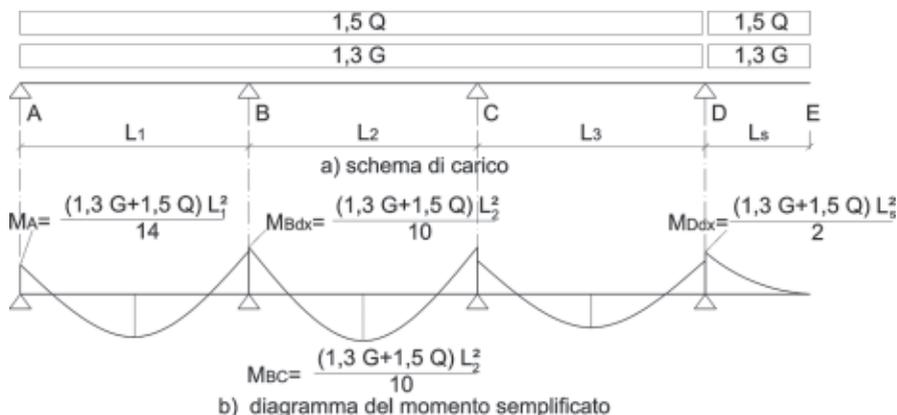


Figura 1.12. Schematizzazione semplificata di un solaio

Nel caso di solai con molte campate di luci simili, in alternativa è possibile considerare un solo schema di calcolo con sovraccarico presente su tutte le campate, aggiungendo un momento $\gamma_q \cdot Q \cdot l^2/24$ agli appoggi e sottraendo in campata un valore di momento pari a $\gamma_q \cdot Q \cdot l^2/12$.

1.2.3. Verifica della sezione e progetto delle armature

Noto il diagramma involuppo del momento flettente e i massimi e minimi valori rispettivamente in campata e sugli appoggi, si procede attraverso tre fasi successive, riportate di seguito.

A. VERIFICA DELL'ALTEZZA DELLA SEZIONE DI CALCESTRUZZO

Tale verifica viene condotta in corrispondenza del massimo valore positivo del momento flettente in campata. Occorrerebbe procedere, a rigore, secondo quanto indicato nel paragrafo 5.6 – vol. 1 per le sezioni a T, nel prosieguo invece utilizzeremo un metodo approssimato canonizzato ormai dall'esperienza e dalle applicazioni numeriche.

Nella sezione in campata (mezzeria) si ipotizza che l'asse neutro tagli la soletta dei singoli travetti (figura 1.13) per cui si considera una trave a sezione rettangolare $B \times d$. Nel caso in esame avendo riferito il calcolo alla striscia di 1 m sarà $B = 100$ cm (in genere 2 travetti).

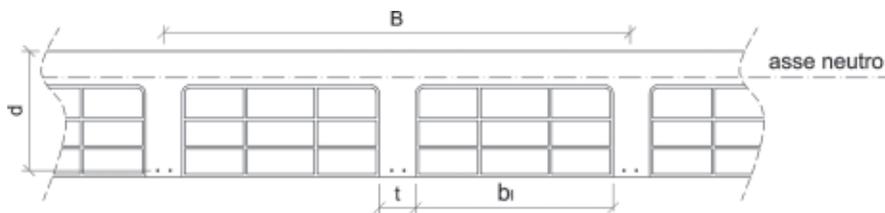


Figura 1.13. Sezione di calcolo in campata

Si applica la formula ricavata nel paragrafo 5.3 – vol. 1 per le sezioni rettangolari a semplice armatura, verificando che sia l'altezza utile:

$$d \leq r \cdot \sqrt{\frac{M}{B}}$$

dove r è riportato in tabella 5.2 – Appendice B in funzione della resistenza caratteristica R_{ck} del calcestruzzo.

B. VERIFICA DELLA SEZIONE SUGLI APPOGGI (FASCE PIENE E SEMIPIENE)

Tale verifica si rende necessaria in quanto sugli appoggi avendosi momento negativo (fibre tese superiori) non potrà considerarsi più una base compressa di ampiezza $B = 100$ bensì $B = 2t$, per cui la verifica relativa all'altezza della sezione sarebbe con molta probabilità non soddisfatta. In realtà si procede in modo diverso, ovvero si applica la formula inversa e si determina il momento resistente del calcestruzzo:

$$M_{rc} = \frac{B \cdot d^2}{r^2}$$

Avendo già fissata (e verificata in campata) l'altezza utile d , ed essendo r funzione solo della resistenza caratteristica del calcestruzzo che in genere viene fissata in funzione delle caratteristiche di resistenza che devono possedere le travi e i pilastri, l'unico parametro su cui si può agire è la larghezza del generico travetto in prossimità dell'appoggio¹⁰.

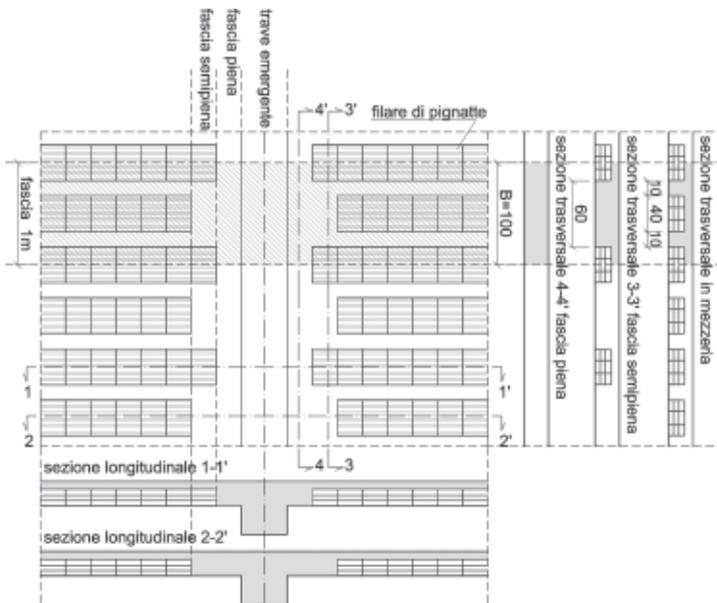


Figura 1.14. Fasce piene e semipiene

¹⁰ In passato venivano usate delle apposite pignatte rastremate che permettevano l'allargamento a coda di rondine del travetto.