

Luca Sanpaolesi
Paolo Formichi

**Calcestruzzo leggero strutturale
di argilla espansa**

Leca
soluzioni leggere e isolanti

Luca Sanpaolesi
Paolo Formichi

Calcestruzzo leggero strutturale di argilla espansa



IV Ponte sul Canal Grande

ing. arch. Santiago Calatrava

Venezia





Ponte stradale

Isernia



Ponte stradale a Mestre

Venezia

Cupola Ospedale San Raffaele

Milano





Consolidamento strutturale

Sicilia



Casa Museo Alessandro Manzoni

Milano



Sopraelevazione palazzo storico

Milano





Torre NET
Padova





FieraMilano

Milano



Quartire "28 Duca D'Aosta"

arch. Massimiliano Fuksas

Brescia



Chiesa “Tenda della Riunione”

Prof. Ing. Michele Mele

Porto San Giorgio (AP)





Struttura scatolare galleggiante per piattaforma petrolifera

Genova



Basilica di Assisi

Perugia



Abbazia di Viboldone

Milano



Chiesa Madre di Caposele

arch. Paolo Portoghesi e ing. Vittorio Gigliotti

Caposele (Av)



Centro Commerciale Ipercity

Padova



L'argilla espansa Leca, aggregato leggero ed isolante prodotto nel Nord Europa dagli inizi degli anni '40, ha avuto una crescente diffusione nelle applicazioni di isolamento termico ed alleggerimento di massetti, sottofondi e per i blocchi da muratura.

Nei primi anni '70 sono state prodotte le Argille Espanse strutturali, caratterizzate da una scorza esterna clinkerizzata più robusta e resistente, per l'impiego in conglomerati cementiti anche ad elevate resistenze meccaniche; ecco che grazie al perfetto connubio tra leggerezza e resistenza sono nati i Calcestruzzi Strutturali Leggeri, oggi conosciuti ed impiegati in tutto il mondo.

Dapprima in Scandinavia e Germania ma poi anche in Italia, in parallelo allo sviluppo delle applicazioni isolanti tradizionali, l'argilla espansa è stata oggetto di numerosi studi e ricerche poi tradotte in riferimenti normativi internazionali.

Eurocodice 2, CEN (Ente Normativo Europeo), FIB (International Federation for Structural Concrete), ACI (American Concrete Institute) oltre ad altre norme tecniche nazionali di molti Paesi trattano compiutamente i calcestruzzi strutturali leggeri di argilla espansa fornendo precise indicazioni di calcolo a progettisti ed ingegneri.

In Italia, attraverso i Decreti Ministeriali dei Lavori Pubblici e le relative Circolari applicative specifiche per i calcestruzzi strutturali leggeri, si crea negli ultimi 15 anni una larga conoscenza delle potenzialità di questo "nuovo" calcestruzzo progettando e costruendo svariate opere. L'entrata in vigore delle Norme Tecniche per le Costruzioni dal 1 Luglio '09 rivoluziona il panorama progettuale italiano confermando a pieno titolo, tramite un apposito

capitolo e la Circolare esplicativa, il ruolo del calcestruzzo strutturale leggero nelle costruzioni.

I calcestruzzi strutturali leggeri hanno trovato impiego in migliaia di realizzazioni in tutto il territorio italiano; da importanti opere infrastrutturali (ponti e viadotti a lunga campata) ad edifici multipiano tecnologicamente innovativi, da strutture prefabbricate complesse ad interventi in ristrutturazione.

E' proprio in quest'ultima applicazione che si conta il maggior numero di interventi: dai consolidamenti di vecchi solai in legno alle realizzazioni più complesse in edifici ad altissimo pregio storico ed artistico. Le prerogative del calcestruzzo strutturale leggero sono state impiegate anche per ristrutturazioni di edifici in zona sismica, così da attuare interventi di "consolidamento leggero" di vecchi solai riducendo i pesi sulle murature perimetrali e fondazioni preesistenti.

Nel contesto di un'azione normativa e tecnica tesa a migliorare la sicurezza nelle costruzioni con questa pubblicazione, redatta in collaborazione con il prof. Sanpaolesi dell'Università di Pisa, Laterlite si pone l'obiettivo di svolgere un ruolo di guida per progettisti ed operatori del settore delle costruzioni. Con approfondite informazioni scientifiche che integrano normativa, ricerca e dati sperimentali il progettista potrà trovare un supporto ed aiuto nel calcolo e nella progettazione di opere in calcestruzzo strutturale leggero di argilla espansa.

Buona lettura!

Gian Domenico Giovannini

A.D. Laterlite S.p.A.

PREMESSA

Il presente volume è stato predisposto allo scopo di fornire agli utilizzatori del calcestruzzo leggero strutturale una guida all'impiego, direttamente utilizzabile, correlata alle attuali conoscenze, e coerente con le Norme Tecniche per le Costruzioni in vigore (NTC - DM 14.01.2008) e con le Istruzioni contenute nella Circolare del 2 febbraio 2009.

Infatti questi recenti documenti normativi nazionali, in vigore dal 14.02.08 e come unica normativa nazionale dal 1° luglio 2009, consentono l'impiego del calcestruzzo leggero nelle strutture e, con la Circolare, forniscono gli elementi essenziali per la progettazione.

Il presente Volume prende quindi lo spunto ed è coerente con le prescrizioni normative, ma amplia notevolmente le indicazioni fornite, trattando tutti i vari aspetti che interessano l'utilizzatore. E quindi vi è anzitutto una estesa parte che riguarda gli inerti leggeri per impieghi strutturali, con le prove che li caratterizzano, seguita poi

dalla trattazione delle proprietà dei calcestruzzi realizzati con inerti leggeri strutturali.

Il Volume che qui presentiamo, è costituito di due parti:

- nella prima parte sono contenute le linee guida per l'impiego del calcestruzzo leggero strutturale, e quindi sono trattati i materiali, le tecnologie ed i criteri di progettazione;
- la seconda parte è più finalizzata alle applicazioni e contiene indicazioni precise circa il mix design del calcestruzzo, gli aspetti esecutivi e contiene diversi esempi di applicazioni per alcuni più frequenti usi del calcestruzzo leggero.

Nella prima parte sono contenuti anche aspetti progettuali di calcolo e verifica delle sezioni e delle membrature, evidenziando le specificità del calcestruzzo leggero. Poi vi sono indicazioni su aspetti esecutivi tipici dei calcestruzzi con inerti leggeri.

Dall'ampia serie dei riferimenti sia normativi che scientifici riportati nella bibliografia, ve ne sono alcuni che hanno costituito un riferimento essenziale per la stesura di questo Volume. Essi sono:

- [4] Eurocodice EC2 – EN 1992-1-1 per strutture in calcestruzzo.
- [11] American Concrete Institute. Guide for structural Lightweight Aggregate Concrete Edition 1999.
- [18] International Federation for Structural Concrete “Lightweight Aggregate Concrete” Edition 2000.

E circa i riferimenti nazionali:

- [15] DM 14 gennaio 2008. Norme Tecniche per le Costruzioni, Ministero delle Infrastrutture, G.U. n. 29 del 4 febbraio 2008.

[16] Ministero delle Infrastrutture Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

Questo insieme di riferimenti appare completo e coerente, e valorizza il presente Volume nell'ottica di un quadro normativo prestazionale.

Il Volume nelle due sue parti è pensato per le varie categorie di utilizzatori del calcestruzzo leggero strutturale.

E così è rivolto in primo luogo ai Progettisti fornendo Loro tutti gli elementi necessari per la progettazione, specifici del calcestruzzo leggero, senza ripetere tutte le parti già ben note per i calcestruzzi ordinari, e ciò per evitare di appesantirne il testo. Solo quando è necessario per rendere più scorrevole l'utilizzo progettuale, sono stati a volte ripresi e ripetuti aspetti progettuali generali.

L'ampia parte sui materiali è destinata, oltre che ai Professionisti, alle Direzioni Lavori e, più in generale, alle Imprese, alle Aziende di Prefabbricazione e agli impianti di produzione di calcestruzzo.

In effetti il Volume copre utilmente una carenza esistente nel settore del calcestruzzo armato, inserendosi coerentemente nel quadro normativo esistente.

Luca Sanpaolesi

Paolo Formichi

Parte I

Linee guida per l'impiego del calcestruzzo leggero strutturale di argilla espansa

1. Oggetto e scopo	3
2. Campo di applicazione	3
3. Definizioni e simboli	3
3.1 Definizioni	3
<i>3.1.1 Calcestruzzo leggero strutturale</i>	
<i>3.1.2 Aggregato leggero di argilla espansa</i>	
3.2 Simboli	4
4. Natura degli aggregati	7
4.1 Classificazione	7
4.2 Proprietà fisico meccaniche	8

4.2.1	<i>Massa volumica in mucchio</i>	
4.2.3	<i>Resistenza alla frantumazione</i>	
4.2.4	<i>Massa volumica particellare</i>	
4.2.5	<i>Massa volumica del granulo saturo a superficie asciutta</i>	
4.2.6	<i>Contenuto d'acqua</i>	
4.3	Controlli e prove	9
5.	Mix design	11
5.1	Aspetti generali	11
5.2	Condizioni operative di produzione	11
5.2.1	<i>Dosaggio d'acqua</i>	
5.2.2	<i>Aria occlusa</i>	
5.2.3	<i>Pompaggio</i>	
5.2.4	<i>Vibrazione</i>	
5.3	Materiali	13
5.3.1	<i>Cemento</i>	
5.3.2	<i>Aggiunte</i>	
5.3.3	<i>Aggregati</i>	
5.3.4	<i>Additivi</i>	
5.3.5	<i>Composti predosati</i>	
5.4	Lavorabilità – classi di consistenza	15
5.4.1	<i>Lavorabilità e pompabilità</i>	
5.4.2	<i>Classi di consistenza</i>	
5.5	Specifica del calcestruzzo leggero strutturale	16
5.6	Controlli di accettazione	19
6.	Stagionatura	19
7.	Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo leggero strutturale	19
7.1	Resistenza caratteristica a compressione, classi	19

7.2	Classi di massa volumica	21
7.3	Resistenza a trazione	22
	7.3.1 <i>Resistenza a trazione semplice</i>	
	7.3.2 <i>Resistenza a trazione indiretta</i>	
	7.3.3 <i>Resistenza a trazione per flessione</i>	
7.4	Modulo di elasticità	23
7.5	Modulo di Poisson	24
7.6	Ritiro	24
7.7	Viscosità	26
7.8	Coefficiente di dilatazione termica	27
7.9	Caratteristiche termiche	28
	7.9.1 <i>Coefficiente di conducibilità termica</i>	
	7.9.2 <i>Calore specifico</i>	
	7.9.3 <i>Contenuto di umidità</i>	
7.10	Durabilità	29
	7.10.1 <i>Copriferro</i>	
	7.10.2 <i>Classe di resistenza minima del calcestruzzo in relazione alla classe di esposizione</i>	
7.11	Comportamento al fuoco	34
	7.11.1 <i>Reazione al fuoco</i>	
7.12	Resistenza all'incendio	35
	7.12.1 <i>Criteri di dimensionamento</i>	
	7.12.2 <i>Spalling</i>	
	7.12.3 <i>Resistenza a compressione $f_{lc,q}$</i>	
	7.12.4 <i>Resistenza a trazione $f_{lctk}(q)$</i>	
	7.12.5 <i>Modulo elastico</i>	
	7.12.6 <i>Dilatazione termica</i>	
	7.12.7 <i>Calore specifico</i>	

7.12.8 Densità

7.12.9 Conduttività termica

8. Regole di calcolo	39
8.1 Resistenze di calcolo	39
8.2 Calcolo delle sollecitazioni	40
8.3 Legame tensione-deformazione per il calcolo non lineare	41
8.4 Verifiche allo stato limite ultimo per sollecitazioni che provocano tensioni normali (sforzo normale, flessione semplice e composta)	42
<i>8.4.1 Diagrammi σ-ϵ semplificati</i>	
<i>8.4.2 Sicurezza</i>	
<i>8.4.3 Calcestruzzo confinato</i>	
8.5 Verifiche allo stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti	48
<i>8.5.1 Elementi sprovvisti di armature trasversali resistenti a taglio</i>	
<i>8.5.2 Elementi con armature trasversali resistenti a taglio</i>	
8.6 Verifiche allo stato limite ultimo per sollecitazioni torcenti	54
8.7 Stati di sollecitazione composta	56
<i>8.7.1 Flessione, torsione e taglio</i>	
<i>8.7.2 Torsione e taglio</i>	
8.8 Punzonamento	57
8.9 Elementi snelli	57
8.10 Verifiche allo stato limite di esercizio (fessurazione, tensione, deformazione)	57
8.11 Regole specifiche per strutture prefabbricate	58
9. Regole di esecuzione	58
9.1 Diametro massimo delle barre e dei trefoli	58
9.2 Raggio di curvatura delle barre	59

9.3 Ancoraggio delle barre e sovrapposizioni	59
10. Regole per il confezionamento, trasporto e messa in opera del calcestruzzo leggero strutturale	59

Parte II

Esempi applicativi di progettazione di elementi strutturali in calcestruzzo leggero

11. Tipo di calcestruzzo ed i suoi componenti	61
11.1. L'argilla espansa	61
<i>11.1.1. Granulometrie e densità</i>	
<i>11.1.2. Norma di prodotto di riferimento</i>	
11.2. Classi di resistenza e massa volumica del calcestruzzo	64
11.3. Mix design	66
11.4. Mix design e ricette tipo	68
<i>11.4.1 calcestruzzo massa volumica 1600 kg/m³</i>	
<i>11.4.2 calcestruzzo massa volumica 1400 kg/m³</i>	
<i>11.4.3 calcestruzzo massa volumica 1800 kg/m³</i>	
11.5. Pompabilità	72
12. Criteri di progettazione agli SLU	73
12.1 Limiti tensionali e deformativi	73
12.2 Stati limite ultimi per sollecitazioni che generano tensioni normali	76

12.3 Sezioni soggette a tensioni tangenziali	84
13. Criteri di progettazione agli SLE	95
13.1 Verifiche tensionali	96
13.2 Verifiche di fessurazione	98
13.3 Verifiche deformative	100
14. Esempi di progettazione di membrature	103
14.1 Trave in calcestruzzo leggero strutturale	104
14.2 Soletta in calcestruzzo leggero strutturale su lamiera grecata	127
14.3 Solaio misto legno-calcestruzzo a semplice orditura	144
Bibliografia	171

Parte I

**Linee guida per l'impiego del calcestruzzo
leggero strutturale di argilla espansa**

1. Oggetto e scopo

Le presenti linee guida si applicano alla progettazione e costruzione delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso, realizzate con aggregati leggeri strutturali di argilla espansa. Riferimento principale sono le normative italiane in vigore e, in particolare, il D.M. 14 gennaio 2008 “Norme tecniche per le costruzioni”, di cui le presenti linee guida costituiscono un compendio per l’impiego di calcestruzzi leggeri.

2. Campo di applicazione

Le presenti linee guida possono essere utilizzate per tutte le opere in c.a. e c.a.p. per le quali si applicano le normative italiane sopra richiamate.

3. Definizioni e simboli

3.1 Definizioni

3.1.1 Calcestruzzo leggero strutturale

I calcestruzzi leggeri strutturali sono conglomerati cementizi nei quali tutto, o una parte, dell’aggregato naturale è sostituito da aggregati

leggeri di argilla espansa con lo scopo principale di ridurne la densità. La densità del calcestruzzo leggero strutturale deve essere non inferiore a 1400 kg/m^3 (D 1,5 secondo circolare [17]) e non superiore a 2000 kg/m^3 secondo circolare [17].

Calcestruzzi leggeri con classe di densità inferiore a 1,5 possono essere utilizzati per usi non strutturali.

La resistenza a compressione caratteristica cilindrica, f_{lek} dei calcestruzzi leggeri strutturali, provata in conformità alla norma EN 12390-3 non può risultare inferiore a 16 N/mm^2 (classe LC16/18 secondo EN 206-1). Per l'uso di calcestruzzi leggeri strutturali con classe di resistenza pari o maggiore di LC 55/60 è richiesta una accurata indagine preliminare che accerti in modo appropriato le caratteristiche fisico-meccaniche del calcestruzzo.

Calcestruzzi leggeri di classe LC inferiore a 16/18 possono essere utilizzati per applicazioni non strutturali.

3.1.2 Aggregato leggero di argilla espansa

L'aggregato leggero di argilla espansa è un aggregato artificiale di origine minerale avente massa volumica particellare non maggiore di 2000 kg/m^3 ($2,00 \text{ Mg/m}^3$) o massa volumica in mucchio non maggiore di 1200 kg/m^3 ($1,20 \text{ Mg/m}^3$) derivante da un processo industriale di cottura ad elevate temperature, con conseguente espansione del proprio volume, di particolari argille.

3.2 Simboli

<i>Lettere latine maiuscole</i>	
A_c	area della sezione trasversale di calcestruzzo
A_k	area racchiusa dalla linea mediana della sezione tubolare per il calcolo

	della resistenza a torsione
A_{sl}	area dell'armatura longitudinale
A_{sw}	area della sezione trasversale delle armature resistenti a taglio
E_{lcm}	modulo di elasticità secante a compressione del calcestruzzo leggero
E_{lci}	modulo di elasticità tangente per $\sigma = 0$ per il calcestruzzo leggero
E_{lc}	valore ridotto del modulo elastico
$E_{lc}(\theta)$	modulo elastico del calcestruzzo leggero alla temperatura θ
F_{td}	valore di progetto della forza di trazione nel corrente teso
F_{cd}	valore di progetto della forza di compressione nel corrente compresso
LC	le classi di resistenza di calcestruzzi di aggregati leggeri sono precedute dal simbolo LC
LWAC	acronimo di Light Weight Aggregate Concrete – Calcestruzzo di aggregati leggeri
M_{Ed}	valore di progetto del momento flettente agente di progetto
NWC	acronimo di Normal Weight Concrete
T_{Rd}	momento torcente resistente di progetto
T_{Ed}	valore di progetto del momento torcente agente
V_{Rd}	sollecitazione tagliante resistente
V_{Ed}	valore di progetto del taglio agente
<i>Lettere latine minuscole</i>	
b_w	larghezza dell'anima di travi a T, I o L
c_{min}	copriferro minimo
$c_{lp}(\theta)$	calore specifico termica del calcestruzzo leggero alla temperatura θ
d	diametro, altezza
f_{lck}	resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo leggero a 28 giorni
$f_{lck,cube}$	resistenza caratteristica cubica a compressione del calcestruzzo leggero a 28 giorni (R_{ck})
f_{lcm}	valore medio della resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo leggero

f_{lcd}	resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo leggero
f_{lctk}	resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo leggero
f_{lct}	resistenza a trazione del calcestruzzo leggero
f_{lctm}	resistenza media a trazione del calcestruzzo leggero
$f_{lct,sp}$	resistenza a trazione determinata mediante prova indiretta del calcestruzzo leggero
$f_{lct,fl}$	resistenza media a trazione per flessione del calcestruzzo leggero
f_{lctd}	resistenza a trazione di calcolo del calcestruzzo leggero
$f_{lc,\theta}$	resistenza a compressione semplice del calcestruzzo leggero alla temperatura θ
f_{ywd}	tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio
k	coefficiente, fattore
s	interasse delle staffe
t_0	età del calcestruzzo a partire dalla quale si calcolano gli effetti del ritiro
u	perimetro della sezione di calcestruzzo a contatto con l'atmosfera
z	braccio delle forze interne, lunghezza
<i>Lettere dell'alfabeto greco</i>	
α	angolo, coefficiente, dimensione fittizia della sezione di calcestruzzo
γ	coefficiente parziale
ϵ_{lc}	deformazione di contrazione del calcestruzzo leggero
$\epsilon_{lc}(\theta)$	dilatazione termica del calcestruzzo leggero esposto alla temperatura θ
η_E	coefficiente per il calcolo del modulo di elasticità
η_1	coefficiente per la determinazione della resistenza a trazione
η_2	coefficiente per la determinazione della deformazione viscosa
η_3	coefficiente per la determinazione del diagramma tensione-deformazione nell'analisi non lineare
θ	temperatura, angolo
λ	coefficiente di dilatazione termica

λ_{cl}	conducibilità termica del calcestruzzo leggero
ν	modulo di Poisson
ν_l	fattore di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato per sollecitazione taglianti
ρ	massa volumica del calcestruzzo leggero dopo essiccamento in stufa
φ	coefficiente di deformazione viscosa
ϕ	diametro di una barra di armatura o di una guaina per acciaio per precompressione
ϕ_n	diametro equivalente di un gruppo di barre di armatura ordinaria
σ_c	tensione di compressione nel calcestruzzo
σ_{cp}	tensione di compressione nel calcestruzzo dovuta a forza normale o a precompressione

4. Natura degli aggregati

4.1 Classificazione

Sono idonei alla realizzazione di calcestruzzi leggeri strutturali gli aggregati leggeri artificiali di argilla espansa conformi alla Norma UNI EN 13055-1 [6].

Questi devono avere granuli con superficie a struttura prevalentemente chiusa, con esclusione delle frazioni granulometriche ottenute per frantumazione successiva alla cottura.

L'aggregato leggero non deve contenere varietà di silice che risultino suscettibili di attacco da parte degli alcali e non deve apportare contributi significativi al contenuto in cloruri del calcestruzzo.

4.2 Proprietà fisico meccaniche

4.2.1. - Massa volumica in mucchio

La massa volumica in mucchio è il rapporto tra la massa dell'aggregato essiccato non compattato, contenuto in uno specifico recipiente, e la capacità del recipiente stesso; è determinata in conformità alla Norma UNI EN 1097-3. La massa volumica in mucchio dell'argilla espansa utilizzabile per calcestruzzi leggeri strutturali è compresa nell'intervallo 380-950 kg/m³, tuttavia, per ottenere i calcestruzzi con le maggiori resistenze, si utilizza argilla espansa con massa volumica in mucchio compresa tra i 650 e i 950 kg/m³.

4.2.2. - Assorbimento di acqua

L'assorbimento di acqua dell'argilla espansa consiste nell'aumento della massa del campione, precedentemente essiccato in stufa, a causa della penetrazione dell'acqua nei vuoti accessibili all'acqua; è determinato in conformità alla Norma UNI EN 1097-6, appendice C.

L'argilla espansa, a seconda della classe granulometrica utilizzata, presenta un coefficiente di assorbimento d'acqua, a 30 minuti, inferiore al 10% per massa volumica in mucchio superiore a 500 kg/m³, ed inferiore al 15% per massa volumica in mucchio inferiore a 500 kg/m³.

4.2.3 Resistenza alla frantumazione

La resistenza alla frantumazione esprime la reazione che l'aggregato leggero oppone nei confronti dello schiacciamento; è determinata in conformità all'appendice A della Norma UNI EN 13055-1.

La resistenza alla frantumazione dell'aggregato leggero influisce in modo determinate sulla resistenza a compressione del calcestruzzo.

4.2.4 Massa volumica particellare

La massa volumica particellare è il rapporto tra la massa dell'aggregato essiccato e il suo volume occupato in acqua, compreso ogni vuoto interno non accessibile, ma esclusi i pori accessibili all'acqua; è determinata in conformità alla Norma UNI EN 1097-6.

4.2.5 Massa volumica del granulo saturo a superficie asciutta

La massa volumica del granulo saturo a superficie asciutta è il rapporto della massa complessiva del campione di aggregato e dell'acqua nei pori accessibili e il volume occupato in acqua, compresi sia i vuoti interni non accessibili sia i vuoti accessibili all'acqua, se presenti.

4.2.6 Contenuto d'acqua

Il contenuto d'acqua dell'aggregato leggero indica la quantità d'acqua presente nello stesso ed è utile al fine della determinazione del corretto rapporto acqua/cemento; è determinato in conformità alla Norma UNI EN 1097-5.

4.3 Controlli e prove

L'aggregato leggero strutturale deve essere conforme alla norma UNI EN 13055-1 e la conformità deve essere attestata, ai sensi del DPR n. 246/93, con sistema 2+.

Di seguito sono riportate le caratteristiche armonizzate da dichiarare nella etichettatura di marcatura CE di aggregati leggeri di argilla espansa da impiegarsi in calcestruzzi leggeri strutturali ai sensi del DM 11/04/07 [51].

Caratteristiche armonizzate		obbligatorio
Forma dei granuli. dimensione dei granuli e massa volumica in mucchio	Forma delle particella	■
	Distribuzione granulometrica	■
	Massa volumica in mucchio	■
Percentuale dei granuli frantumati	Percentuale dei granuli frantumati	■
Purezza	Contaminanti organici	■
Resistenza alla frantumazione e frammentazione	Resistenza alla frantumazione	■
Composizione/contenuto	Cloruri	■
	Solfati solubili in acido	■
	Zolfo totale	■
Stabilità di volume	Resistenza alla disgregazione	■
Assorbimento d'acqua	Assorbimento d'acqua	■
Sostanze pericolose: emissione di radioattività, rilasci di metalli pesanti, di idrocarburi poliaromatici, di altre sostanze dannose	Conoscenza delle materie prime Gestione della produzione	(*)
Durabilità al gelo/disgelo	Resistenza la gelo/disgelo dell'aggregato grosso	■
Durabilità alla reazione alcali/silice	Reattività alcali/silice	■

Tabella 4.1

(*) Per questa caratteristica, le disposizioni della Direttiva 89/106/CE si ritengono soddisfatte dal rispetto della normativa nazionale italiana ovvero comunitaria applicabile, vigenti al momento della dichiarazione.

5. Mix design

5.1 Aspetti generali

Le prestazioni del calcestruzzo leggero strutturale sono fortemente influenzate dalle caratteristiche fisico-meccaniche degli aggregati leggeri utilizzati.

La possibilità di utilizzare aggregati leggeri con caratteristiche specifiche, e di impiegarli in dosaggi e granulometrie differenti, amplia la possibilità di produrre calcestruzzi leggeri strutturali di densità e resistenza variabili. In particolare la resistenza a compressione di un calcestruzzo leggero strutturale, a parità di altre condizioni, è intrinsecamente correlata alla resistenza allo schiacciamento degli aggregati leggeri utilizzati e questa, a sua volta, è sostanzialmente dipendente dalla massa volumica delle singole particelle dell'aggregato leggero stesso.

5.2 Condizioni operative di produzione

5.2.1 – Dosaggio d'acqua

L'aggregato leggero, in aggiunta ad un proprio contenuto di umidità in condizioni di equilibrio con l'ambiente, presenta la possibilità di assorbire una certa quantità d'acqua durante le fasi di miscelazione.

Pertanto, al quantitativo di acqua necessario per la lavorabilità richiesta, si deve aggiungere l'acqua assorbita dall'aggregato leggero e sottrarre l'acqua corrispondente al contenuto di umidità degli aggregati nella loro totalità (leggeri e "normali") al momento dell'impasto. Il rapporto acqua/cemento (a/c) è, in genere, compreso nell'intervallo tra 0,38 e 0,43.

5.2.2 – Aria occlusa

Come indicato nella UNI EN 206-1 [5] il contenuto d'aria, a differenza dei calcestruzzi “tradizionali”, è da misurare secondo la norma ASTM C 173 e non secondo la norma EN 12350-7.

Mediamente il volume d'aria occlusa è compreso tra il 2,5% e il 3% del volume del calcestruzzo assestato. Non deve, in ogni caso, superare il 7% del volume di calcestruzzo assestato.

E' da sconsigliare l'uso di additivi aeranti qualora questi vengano impiegati per riportare alla densità voluta miscele di calcestruzzi leggeri. In questo caso, infatti, ne segue una riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo o, necessariamente, un aumento del contenuto di cemento.

5.2.3 – Pompaggio

Per la messa in opera di calcestruzzi leggeri strutturali mediante la normale pompa da calcestruzzi è bene adottare accorgimenti adatti ad evitare variazioni del rapporto acqua/cemento a seguito del pompaggio stesso. Sono possibili due tecniche diverse: la prebagnatura dell'aggregato leggero o l'utilizzo di additivi superfluidificanti.

5.2.4 – Vibrazione

L'uso di calcestruzzi leggeri con bassa consistenza porta ad ottenere un prodotto con caratteristiche tali da potere ridurre, a volte addirittura evitare, la vibrazione del getto.

Nei casi in cui si proceda a vibrazione questa deve evitare potenziali effetti di segregazione dell'inerte leggero: infatti, a differenza dei calcestruzzi “tradizionali”, nel caso di calcestruzzi leggeri gli effetti

della segregazione si manifestano con il galleggiamento degli aggregati leggeri più grossi.

5.3 Materiali

5.3.1 Cemento

Tipicamente si utilizzano cementi delle classi 42,5 R (52,5 R per resistenze maggiori di 40 MPa). Indicativamente si riporta la tabella 5.1 che correla il dosaggio di cemento e le classi di resistenza a compressione ottenibili.

Classi di resistenza a compressione del calcestruzzo leggero	Dosaggio di cemento al m³ di calcestruzzo
LC 20/22 – LC 30/33	350-400 kg
LC 30/33 – LC 35/38	400-430 kg
LC 35/38 – LC40/44	430-480 kg
LC40/44 – LC45/50	430-450 kg (cem I 52,5 R)

Tabella 5.1

5.3.2 Aggiunte

E' comune nella pratica, l'impiego di aggiunte ed in particolare di filler, di ceneri volanti, di loppe granulate d'altoforno e di fumi di silice. Le aggiunte sono utilizzate per migliorare le caratteristiche di resistenza meccanica, per il positivo effetto di riduzione del calore sviluppato nel processo di idratazione e per il valido contributo nel facilitare il pompaggio, migliorando la coesione e la fluidità della

miscela. Tipicamente le quantità di aggiunte, per metro cubo di calcestruzzo, sono pari a circa 100 kg permettendo la riduzione del quantitativo di cemento pari a circa 80-100 kg, ma da valutare di volta in volta.

5.3.3 Aggregati

La presenza di inerte naturale è legata alla fondamentale esigenza di garantire una omogenea curva granulometrica degli aggregati nel loro complesso (compresi quelli leggeri) al fine di ottenere un calcestruzzo a struttura chiusa compatto, resistente e durevole.

Si utilizzano in genere sabbie fini (0-3 o 0-4 mm) in misura variabile tra il 35% ed il 55% (600-900 kg) del volume complessivo occupato dagli aggregati. L'aggregato leggero di argilla espansa occupa generalmente un volume compreso tra il 45% ed il 65% (500-700 litri) del volume complessivo degli aggregati.

Nel grafico seguente è data indicazione circa le corrispondenze tra la densità del calcestruzzo leggero di argilla espansa e la resistenza media a compressione ottenibile, con riferimento anche alla massa volumica dei granuli di argilla espansa utilizzati.

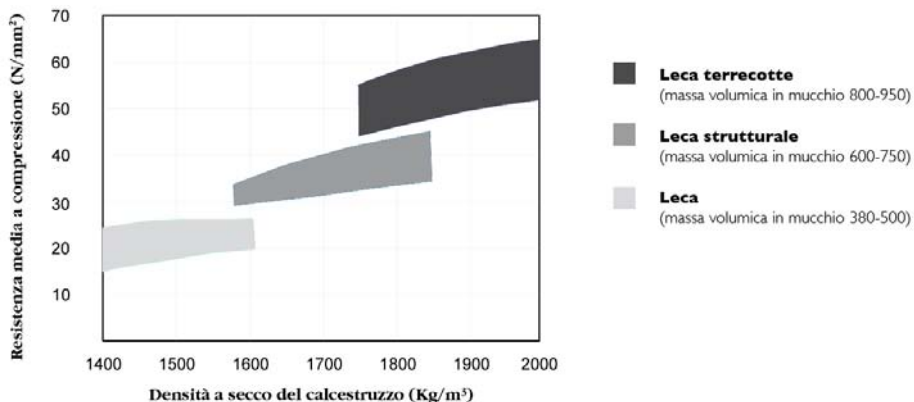


Fig. 5.1 – Densità e resistenza a compressione media del calcestruzzo di argilla espansa

5.3.4 Additivi

Per ottenere la lavorabilità richiesta ai bassi rapporti acqua/cemento è indispensabile ricorrere all'impiego di additivi superfluidificanti; il dosaggio indicativo risulta essere compreso tra 0,5% e 1,0% e calcolato sulla quantità totale di cemento ed eventuali aggiunte presenti nella miscela.

5.3.5 Composti premiscelati

Per la realizzazione di calcestruzzi leggeri strutturali è consentito l'uso di composti premiscelati (in sacco) di legante, inerti naturali e inerti leggeri artificiali di argilla espansa e, in assenza di specifiche norme di prodotto armonizzate, il produttore deve riportare la dichiarazione di conformità di ogni singolo componente alla relativa norma armonizzata di prodotto, ai sensi delle Norme Tecniche per le Costruzioni [15] al punto 11.2.9.6

5.4 Lavorabilità – classi di consistenza

5.4.1 Lavorabilità e pompabilità

La lavorabilità del calcestruzzo deve essere tale da rendere la miscela deformabile in modo da essere aspirata e compressa dalla pompa e passare agevolmente attraverso le sezioni a gomito, restringimenti e giunti delle tubazioni.

Per ottenere una elevata lavorabilità e, soprattutto in presenza di elevata densità di armatura, sono necessari dosaggi di cemento compresi tra 450 e 480 kg, per metro cubo di calcestruzzo, mentre, se

disponibili, le aggiunte possono essere inserite nella misura fino a 100 kg , abbinate a valori di cemento compresi tra 350 e 380 kg.

5.4.2 Classi di consistenza

La consistenza del calcestruzzo leggero deve essere verificata al momento dell'impiego o, nel caso di calcestruzzo preconfezionato, al momento della consegna. Le modalità di determinazione della consistenza sono quelle previste nella UNI EN 206-1.

Il metodo di prova in generale utilizzato è l'abbassamento al cono, in conformità alla EN 12350-2 (Classi da S1 a S5). Tuttavia si evidenzia che, a parità di effettiva consistenza, un calcestruzzo con aggregati leggeri presenta valori di abbassamento inferiori a quelli di un calcestruzzo tradizionale e ciò proprio in conseguenza della minore densità del calcestruzzo leggero.

Qualora sia richiesta la pompabilità della miscela, il calcestruzzo si deve presentare con caratteristiche di consistenza prossime a quelle di un calcestruzzo autocompattante, caratterizzato da una misura del diametro del conglomerato sformato dal cono (slump flow) con valori superiori a 500 mm (l'abbassamento al cono di Abrams (slump) risulta maggiore di 260 mm e quindi oltre il livello di sensibilità del metodo di prova secondo EN 206-1).

5.5 Specifica del calcestruzzo leggero strutturale

Il calcestruzzo leggero per impieghi strutturali può essere specificato o come calcestruzzo a prestazione garantita, o come calcestruzzo a composizione prescritta, secondo le definizioni e le indicazioni contenute nella UNI-EN 206-1 [5]. Il criterio generale è quello del calcestruzzo a prestazione garantita.

La specifica del calcestruzzo a prestazione garantita, o del calcestruzzo a composizione prescritta deve essere fatta sulla base dei risultati di una campagna di prove iniziali, eseguite conformemente alle indicazioni contenute nell'appendice A della UNI-EN 206-1, o, qualora disponibili, sulla scorta di informazioni derivate da comprovate esperienze di lungo termine, relative a calcestruzzi paragonabili, tenendo conto dei requisiti di base per i materiali costituenti gli impasti e della composizione del calcestruzzo. Per la definizione delle caratteristiche di base degli aggregati leggeri si dovrà fare riferimento alle classi e tipologie indicate nella UNI-EN 13055-1 [6]. Nel caso di calcestruzzi a prestazione garantita la responsabilità delle prove iniziali, o della dimostrazione della idoneità della formulazione proposta, per soddisfare i requisiti prestazionali prescritti, è del Produttore.

Nel caso di calcestruzzi a composizione prescritta, la responsabilità di cui sopra è del Tecnico che ha fornito le indicazioni e del Produttore che le ha realizzate.

Nella specifica di un calcestruzzo a prestazione garantita dovranno essere sempre indicati i seguenti requisiti:

- classe di resistenza a compressione (vd. paragrafo 7.1);
- dimensione massima e la tipologia degli aggregati leggeri;
- classe di massa volumica, o il valore di riferimento per la massa volumica (vd. paragrafo 7.2)
- prescrizioni sulla composizione del calcestruzzo in base alla sua destinazione (ad esempio classe di esposizione, e anche calcestruzzo semplice o armato, normale o precompresso);
- la classe di consistenza.

Qualora sia ritenuto necessario potranno essere specificati anche i seguenti requisiti:

- tipi o classi speciali di cemento (ad esempio cemento a basso calore di idratazione);
- resistenza ai cicli gelo-disgelo;
- resistenza all'azione combinata del gelo e degli agenti disgelanti;
- resistenza agli attacchi chimici;
- temperatura del calcestruzzo fresco.

Per i calcestruzzi preconfezionati si dovranno tenere in conto le condizioni di trasporto e di posa in cantiere (tempo e frequenza delle consegne, modalità di getto, ecc.).

Nel caso di calcestruzzo a composizione prescritta dovranno essere sempre indicate i seguenti requisiti:

- il dosaggio del cemento;
- il tipo e la classe di resistenza del cemento;
- il rapporto acqua/cemento o la consistenza espressa come classe o come valore di riferimento;
- il tipo di aggregati leggeri e la relativa granulometria;
- il contenuto massimo di cloruri nell'aggregato;
- il valore di riferimento la massa volumica dell'aggregato leggero;
- la dimensione massima nominale dell'aggregato ed eventuali prescrizioni granulometriche;
- il tipo e la quantità di additivo o di aggiunta, se impiegati.

Qualora sia ritenuto necessario potranno essere specificati anche i seguenti requisiti:

- la provenienza di alcuni o di tutti i componenti in sostituzione delle caratteristiche non altrimenti definibili;
- requisiti aggiuntivi per gli aggregati;
- temperatura del calcestruzzo fresco.

5.6 Controlli di accettazione

I controlli di accettazione si conducono secondo i criteri, contenuti nelle Norme Tecniche, correntemente in uso per i calcestruzzi ordinari, con l'integrazione dei controlli della massa volumica, da condurre secondo UNI EN 206-1 [5] e UNI EN 12390-7 [7].

6. Stagionatura

Per i calcestruzzi leggeri strutturali, come per quelli “tradizionali”, si possono utilizzare sia la stagionatura ordinaria che quella accelerata; non si evidenzia la necessità di precauzioni aggiuntive particolari.

7. Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo leggero strutturale. Prescrizioni.

7.1 Resistenza caratteristica a compressione, classi

Il calcestruzzo è classificato in base alla sua resistenza caratteristica a compressione cilindrica f_{ck} (valutata su cilindri del diametro di 150

mm e altezza di 300 mm) o alla resistenza caratteristica cubica $f_{lck,cube}$ (R_{ck}) (valutata su cubi di 150 mm di lato).

Il valore caratteristico della resistenza a compressione è definito come quel valore al di sotto del quale si colloca, dal punto di vista probabilistico, il 5% delle resistenze dei campioni costituenti la popolazione relativa al calcestruzzo in esame.

Per gli impieghi strutturali è consentito l'impiego di calcestruzzi appartenenti alle classi indicate nella tabella 7.1, dove la designazione LC, indica "calcestruzzo leggero".

Classe di resistenza a compressione	Resistenza caratteristica cilindrica minima f_{lck} [N/mm²]	Resistenza caratteristica cubica minima $f_{lck,cube}$ [N/mm²]
LC 16/18	16	18
LC 20/22	20	22
LC 25/28	25	28
LC 30/33	30	33
LC 35/38	35	38
LC 40/44	40	44
LC 45/50	45	50
LC 50/55	50	55
LC 55/60	55	60

Tabella 7.1 Classi di resistenza a compressione per il calcestruzzo leggero strutturale.

Il valore medio della resistenza a compressione, per calcestruzzi con $f_{lck} \geq 20$ N/mm², può essere stimato pari a $f_{lcm} = f_{lck} + 8$ N/mm².

7.2 Classi di massa volumica

Qualora il calcestruzzo leggero strutturale venga classificato in base alla sua massa volumica dopo essiccamento in stufa secondo UNI-EN 12390-7 [7], si dovrà fare riferimento alle classi indicate nella norma UNI-EN 206-1 [5], o nella tabella 7.2, tratta dalla Circolare [16], che amplia il numero di classi rispetto alla norma UNI-EN 206-1.

Nella tabella sono indicati anche i valori della massa volumica da utilizzarsi per il calcolo del peso proprio delle strutture o dei sovraccarichi permanenti, nel caso di calcestruzzo semplice e armato.

Classe di massa volumica	D1,5	D1,6	D1,7	D1,8	D1,9	D2,0
Intervallo di massa volumica [kg/m³]	1400 < $\rho \leq 1500$	1500 < $\rho \leq 1600$	1600 < $\rho \leq 1700$	1700 < $\rho \leq 1800$	1800 < $\rho \leq 1900$	1900 < $\rho \leq 2000$
Massa volumica calcestruzzo non armato [kg/m³]	1550	1650	1750	1850	1950	2050
Massa volumica calcestruzzo armato [kg/m³]	1650	1750	1850	1950	2050	2150

Tabella 7.2 Classi di massa volumica del calcestruzzo leggero strutturale.

7.3 Resistenza a trazione

7.3.1 Resistenza a trazione semplice

Il valore medio della resistenza a trazione semplice (assiale), in mancanza di sperimentazione diretta, può essere assunto pari a:

- per calcestruzzo di classe \leq LC 50/55 $f_{lctm} = 0,30 f_{lck}^{2/3} \eta_1$
- per calcestruzzo di classe $>$ LC 50/55 $f_{lctm} = 2,12 \ln[1+(f_{lcm}/10)] \eta_1$

Dove:

- $\eta_1 = 0,40 + 0,60 \rho / 2200$
- ρ = valore limite superiore della massa volumica del calcestruzzo, per la classe di massa volumica di appartenenza in kg/m^3 ;
- f_{lcm} = valore della resistenza media cilindrica a compressione in N/mm^2 .

I valori caratteristici della resistenza a trazione semplice, corrispondenti ai frattili 0,05 e 0,95, possono assumersi pari a:

- frattile 5% : $f_{lctk,0,05} = 0,7 f_{lctm}$
- frattile 95% : $f_{lctk,0,95} = 1,3 f_{lctm}$

7.3.2 Resistenza a trazione indiretta

Laddove il valore della resistenza a trazione sia stato determinato mediante prove di trazione indiretta, secondo UNI-EN 12390-6 [9] (prova brasiliana) $f_{lct,sp}$, un valore approssimato della resistenza a trazione monoassiale può essere ottenuto dalla seguente relazione ⁽¹⁾:

$$f_{lct} = 0,9 f_{lct,sp}$$

(1) Questa correlazione è tratta dall'EC2 ed è valida in generale per i NWC, per estensione è valida anche per i LWAC.

7.3.3 Resistenza a trazione per flessione

La resistenza media a trazione per flessione $f_{lct,fl}$ è funzione della resistenza media a trazione assiale del calcestruzzo e dell'altezza della sezione. In generale, ed in assenza di più precise determinazioni sperimentali, per $f_{lct,fl}$ si può assumere il più grande dei valori seguenti:

$$f_{lct,fl} = (1,6 - b/1000)f_{lctm}$$

$$f_{lct,fl} = f_{lctm}$$

dove:

- b è l'altezza totale della sezione in c.a. espressa in mm;
- f_{lctm} è la resistenza media a trazione assiale del calcestruzzo in esame.

7.4 Modulo di elasticità

La determinazione del modulo elastico secante a compressione tra $\sigma_c = 0$ e $0,4f_{lcm}$, per il calcestruzzo con aggregati leggeri dopo 28 giorni di maturazione deve, di regola, essere eseguita mediante prove sperimentali condotte secondo UNI-EN 12390-3 [8], su almeno tre provini.

In assenza di sperimentazione diretta, una stima del modulo elastico secante a compressione a 28 giorni, utilizzabile quale valore indicativo per il calcolo della deformabilità delle membrature, può essere ottenuta dall'espressione:

$$E_{lcm} = 22000 \left[\frac{f_{lcm}}{10} \right]^{0,3} \eta_E \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

essendo:

- f_{lcm} = valore della resistenza media cilindrica a compressione in N/mm^2 ;
- $\eta_E = \left(\frac{\rho}{2200}\right)^2$;
- ρ = valore limite superiore della massa volumica del calcestruzzo, per la classe di massa volumica di appartenenza in kg/m^3 .

Una stima del modulo elastico tangente all'origine del diagramma σ - ϵ può essere ottenuta dall'espressione seguente:

$$E_{lci} = 1,05 E_{lcm}$$

Nel caso di analisi condotte in campo elastico, si potrà fare riferimento ad un valore ridotto del modulo $E_{lc} = 0,85 E_{lcm}$, per tenere conto delle deformazioni plastiche e viscosi del calcestruzzo.

7.5 Modulo di Poisson

Il modulo di Poisson, per calcestruzzo non fessurato, varia tra i valori 0,15 e 0,25. In assenza di determinazione diretta, ai fini del calcolo si potrà fare riferimento al valore medio $\nu = 0,20$.

7.6 Ritiro

La sperimentazione condotta sui calcestruzzi leggeri al fine di determinarne i valori della deformazione dovuta al ritiro, indica che nel primo periodo a partire dall'età di getto, vi è una tendenza a sviluppare deformazioni inferiori rispetto a quelle relative ai calcestruzzi normali. Tale tendenza si inverte poi con il progredire del tempo. Il risultato è che al tempo infinito si osservano valori totali

di deformazione dovuta al ritiro, che eccedono quelli di un corrispondente calcestruzzo normale di 1,0 - 1,5 volte.

La variabilità di questo moltiplicatore dipende da molti fattori, quali la classe di resistenza del calcestruzzo, il rapporto acqua/cemento e la classe di massa volumica. Si consideri, inoltre, che la deformazione totale dovuta al ritiro al tempo infinito per il calcestruzzo leggero, ma anche per quello ordinario, ha due componenti: il ritiro da essiccazione ed il ritiro autogeno.

La prima, più importante, è funzione della evaporazione dell'acqua dalla massa del calcestruzzo indurito, ed ha quindi uno sviluppo piuttosto lento; la seconda è principalmente legata alla resistenza del calcestruzzo e tende a svilupparsi nei primi giorni dal getto.

Quest'ultima parte della deformazione assume particolare importanza nel caso dei calcestruzzi leggeri, nei quali l'apporto di acqua al processo presa e indurimento da parte degli inerti è estremamente contenuto. Si potrà ottenere una riduzione significativa della quota autogena di deformazioni di ritiro utilizzando, per gli impasti, inerti leggeri saturi o parzialmente saturi.

In mancanza di sperimentazione diretta, e quando non siano utilizzati additivi speciali, si potrà fare riferimento ai seguenti valori per il ritiro finale $\epsilon_{lcs}(t_{\infty}, t_0)$.

t_0	$\alpha \leq 20 \text{ cm}$	$\alpha \geq 60 \text{ cm}$
1 ÷ 7 gg	0,39 10^{-3}	0,32 10^{-3}
8 ÷ 60 gg	0,35 10^{-3}	0,32 10^{-3}
> 60 gg	0,24 10^{-3}	0,30 10^{-3}

Tabella 7.3 Deformazioni dovute al ritiro in ambiente con umidità relativa pari a circa 75% per cls. leggeri

t_0	$\alpha \leq 20 \text{ cm}$	$\alpha \geq 60 \text{ cm}$
1 ÷ 7 gg	$0,65 \cdot 10^{-3}$	$0,47 \cdot 10^{-3}$
8 ÷ 60 gg	$0,48 \cdot 10^{-3}$	$0,45 \cdot 10^{-3}$
> 60 gg	$0,29 \cdot 10^{-3}$	$0,42 \cdot 10^{-3}$

Tabella 7.4 Deformazioni dovute al ritiro in ambiente con umidità relativa pari a circa 55% per cls. leggeri

Essendo:

- t_0 = età del calcestruzzo a partire dalla quale si calcolano gli effetti del ritiro;

- α = dimensione fittizia della sezione pari a $\frac{2A_c}{u}$;

- A_c = area della sezione di conglomerato;

- u = perimetro della sezione del conglomerato a contatto con l'atmosfera.

Per i valori intermedi della dimensione fittizia α si potrà interpolare linearmente

7.7 Viscosità

La deformazione viscosa è funzione dell'umidità dell'ambiente, delle dimensioni degli elementi, della resistenza e del modulo elastico del calcestruzzo.

Per calcestruzzi soggetti a sollecitazioni di compressione inferiori o uguali a $0,45 f_{ck}(t_0)$, ed in mancanza di sperimentazione diretta si potrà assumere il seguente valore di riferimento per il coefficiente finale di viscosità

$$\varphi(t_\infty, t_0) = \varphi \left(\frac{\rho}{2200} \right)^2 \eta_2$$

In cui:

- φ è il coefficiente riportato nelle tabelle seguenti, in funzione del tempo t_0 di messa in carico, della dimensione fittizia α , e dell'umidità relativa dell'ambiente;
- ρ è la massa volumica del conglomerato in kg/m^3 ;
- η_2 è un coefficiente che vale 1,0, ad eccezione per i calcestruzzi di classe LC<16/18, per i quali vale 1,3.
-

t_0	$\alpha \leq 20 \text{ cm}$	$\alpha \geq 60 \text{ cm}$
1 ÷ 7 gg	2,7	2,1
8 ÷ 60 gg	2,2	1,9
> 60 gg	1,4	1,7

Tabella 7.5 Coefficiente finale di viscosità $\varphi(t_\infty, t_0)$ per calcestruzzi in ambiente con umidità relativa pari a circa 75%

t_0	$\alpha \leq 20 \text{ cm}$	$\alpha \geq 60 \text{ cm}$
1 ÷ 7 gg	3,8	2,9
8 ÷ 60 gg	3,0	2,5
> 60 gg	1,7	2,0

Tabella 7.6 Coefficiente finale di viscosità $\varphi(t_\infty, t_0)$ per calcestruzzi in ambiente con umidità relativa pari a circa 55%

7.8 Coefficiente di dilatazione termica

Il coefficiente di dilatazione termica per calcestruzzi con aggregati leggeri varia, in dipendenza della natura dell'aggregato, tra $4 \cdot 10^{-6}$ e $14 \cdot 10^{-6} \text{ C}^{-1}$.

Per gli scopi progettuali, laddove una determinazione più raffinata non sia particolarmente importante, si potrà assumere, quale valore

di riferimento per il coefficiente di dilatazione termica, $\lambda = 8 \cdot 10^{-6} \text{ C}^{-1}$. Nei calcoli si potranno omettere gli effetti dovuti alla differenza tra i valori dei coefficienti λ per il calcestruzzo e per l'acciaio.

7.9 Caratteristiche termiche

7.9.1. Coefficiente di conducibilità termica

I valori di λ_{cl} da utilizzare per il calcolo, variano in relazione alla densità del materiale, diminuendo con questa, e, in mancanza di più specifiche informazioni, per i calcoli possono essere adottati i valori di λ riportati nella tabella 7.7 (valori utili di calcolo).

Densità del calcestruzzo leggero (kg/m^3)	Conducibilità termica λ_{cl} (W/mK)
1400	0,50
1600	0,57
1800	0,85
2000	1,10

Tabella 7.7

7.9.2. Calore specifico

In mancanza di più specifiche informazioni, per i calcoli alle normali condizioni di temperatura, in accordo con la norma EN ISO 10456 è possibile adottare il valore di 1000 J/kgK .

7.9.3. Contenuto di umidità

In mancanza di più specifiche informazioni, per il calcolo termico, il contenuto di umidità, alle normali condizioni di equilibrio con

l'ambiente, può essere assunto, concordemente con la norma EN ISO 10456, pari al 2% in peso con condizioni ambiente di 23°C e UR=50% e del 3% in peso con condizioni 23°C e UR=80%.

7.10 Durabilità

Il raggiungimento di adeguati livelli di durabilità nei confronti dei fattori ambientali che causano degrado del conglomerato e delle armature, è condizionato da molti fattori, tra i quali:

- concezione strutturale;
- limitazione della fessurazione;
- classe di resistenza e densità del conglomerato;
- dettagli costruttivi;
- procedure di esecuzione e relativi controlli di qualità;
- verifiche periodiche ed azioni programmate di manutenzione;
- misure speciali di protezione, quali l'impiego di acciai inossidabili, rivestimenti ecc.

Il livello di aggressività dell'ambiente, con riferimento al quale si dovranno operare le scelte progettuali più opportune per garantire la durabilità della struttura, è definito dalle classi di esposizione, così come indicate nel prospetto 1 del punto 4.1 della UNI-EN 206-1 [5], riportato di seguito nella tabella 7.8.

Tra le misure da adottare per garantire la durabilità, particolare rilievo assumono la definizione del minimo copriferro necessario e la specifica della minima classe di resistenza del calcestruzzo da impiegare in funzione della classe di esposizione della struttura in progetto.

Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco		
X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, abrasione o attacco chimico. Per calcestruzzo con armatura o inserti metallici: molto asciutto.	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria molto bassa.
2 Corrosione indotta da carbonatazione		
Nel caso in cui il calcestruzzo contenente armature o inserti metallici sia esposto all'aria e all'umidità, l'esposizione sarà classificata nel modo seguente:		
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Calcestruzzo all'interno di edifici con bassa umidità relativa. Calcestruzzo costantemente immerso in acqua.
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per molto tempo. Molte fondazioni.
XC3	Umidità modesta	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità relativa moderata oppure elevata. Calcestruzzo esposto all'esterno protetto dalla pioggia.
XC4	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua, non nella classe di esposizione XC2.
3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare		
Qualora il calcestruzzo contenente armature o altri inserti metallici sia soggetto al contatto con acqua contenente cloruri, inclusi sali antigelo, con origine diversa dall'acqua di mare, l'esposizione sarà classificata come segue:		
XD1	Umidità moderata	Superfici in calcestruzzo esposte a nebbia salina
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine Calcestruzzo esposto ad acque industriali contenenti cloruri
XD3	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri Pavimentazioni Pavimentazioni di parcheggi
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare		
Qualora il calcestruzzo contenente armature o altri inserti metallici sia soggetto al contatto con presenti nell'acqua di mare, oppure con aria che trasporta Sali derivanti dall'acqua di mare, l'esposizione sarà classificata come segue:		
XS1	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare	Strutture prossime oppure sulla costa
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine
XS3	Zone esposte alle onde oppure alla marea	Parti di strutture marine

5 Attacco dei cicli gelo/disgelo con o senza Sali disgelanti		
Qualora il calcestruzzo bagnato sia esposto ad un attacco significativo dovuto ai cicli gelo/disgelo, l'esposizione sarà classificata come segue:		
XF1	Moderata saturazione d'acqua, senza impiego di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF2	Moderata saturazione d'acqua, con uso di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo di strutture stradali esposte al gelo ed alla nebbia di agenti antigelo
XF3	Elevata saturazione d'acqua, senza agente antigelo	Superfici orizzontali esposte alla pioggia e al gelo
XF4	Elevata saturazione d'acqua, con agente antigelo oppure con acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti agli agenti antigelo Superfici di calcestruzzo esposte direttamente a nebbia contenente agenti antigelo e al gelo
6 Attacco chimico		
Qualora il calcestruzzo sia esposto all'attacco chimico che si verifica nel terreno naturale e nell'acqua del terreno avente caratteristiche definite nel prospetto 2 (del paragrafo 4 della UNI – EN 206-1), l'esposizione verrà classificata come indicato nel seguito. La classificazione dell'acqua di mare dipende dalla località geografica; perciò si dovrà applicare la classificazione valida nel luogo di impiego del calcestruzzo.		
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	

Tabella 7.8 Classi di esposizione (prospetto 1, punto 4.1 UNI-EN 206-1)

7.10.1 Copriferro

Il copriferro è la distanza tra la superficie più esterna dell'armatura, ivi comprese staffe e legature, e la più vicina superficie esterna del calcestruzzo. Il copriferro minimo da adottare durante la realizzazione dell'opera sarà oggetto di una apposita specifica da parte Progettista.

L'imposizione di un copriferro minimo, oltre a limitare la corrosione delle armature, si rende necessaria anche per garantire un'adeguata diffusione delle tensioni nelle zone di bordo delle sezioni (dettaglio

particolarmente rilevante per le strutture precomprese), ed incrementare la resistenza al fuoco delle membrature.

Il minimo ricoprimento potrà essere assunto pari al più grande dei seguenti valori:

- $c_{min,b}$ = copriferro minimo per gli effetti di un'adeguata ripartizione delle tensioni di contatto acciaio calcestruzzo, indipendente dalla classe di esposizione;
- $c_{min,dur}$ = copriferro minimo ai fini della durabilità;
- 15 mm

I valori dei ricoprimenti sopra citati sono indicati nelle tabelle seguenti.

Disposizione delle barre	Copriferro minimo $c_{min,b}$
Barre separate di diametro ϕ	$\phi + 5$ mm
Barre raggruppate	$\phi_n + 5$ mm

Tabella 7.9 Valori di $c_{min,b}$ per strutture in c.a.

In cui:

- ϕ_n è il diametro di una barra fittizia equivalente al raggruppamento delle barre, valutabile attraverso l'espressione $\phi_n = \phi \sqrt{n_b} \leq 55$ mm, nella quale $n_b \leq 3$ è il numero delle barre costituenti il raggruppamento.

Per strutture in c.a.p. si assumeranno i seguenti limiti per $c_{min,b}$:

- strutture in c.a.p. a cavi post-tesi: diametro del condotto in cui sono alloggiati i cavi di precompressione;

- strutture in c.a.p. a cavi pre-tesi: 2 ϕ per fili lisci o trefoli; 3 ϕ per barre o fili con risalti.

	Classe di esposizione (vd. tabella 7.8)						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XD3
$c_{min,dur}$ [mm]	15	20	30	35	40	45	50

Tabella 7.10 Valori di $c_{min,dur}$ per strutture in c.a.

	Classe di esposizione (vd. tabella 7.8)						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XD3
$c_{min,dur}$ [mm]	15	30	40	45	50	55	60

Tabella 7.11 Valori di $c_{min,dur}$ per strutture in c.a.p.

7.10.2 Classe di resistenza minima del calcestruzzo in relazione alla classe di esposizione

Oltre alla definizione dei valori minimi del copriferro, una ulteriore misura per la limitazione del rischio di corrosione delle armature, nonché per la limitazione del degrado del calcestruzzo, consiste nell'impiego di calcestruzzi con classe di resistenza via via crescente al crescere dell'aggressività dell'ambiente in cui la struttura in progetto si verrà a trovare.

L'impiego di calcestruzzi con classi di resistenza minime stabilite in funzione delle caratteristiche ambientali può anche condurre all'adozione di classi di resistenza superiori rispetto a quelle che si renderebbero necessarie dal calcolo statico; in tal caso le verifiche relative agli stati limite di servizio di apertura di fessure, si dovranno condurre con riferimento alla classe di resistenza effettivamente utilizzata.

Nella tabella seguente sono riportate, per ciascuna categoria di esposizione, i valori minimi di classe di resistenza raccomandati.

	Classe di esposizione (vd. tabella 7.8)						
	XC1	XC2	XC3/XC4	XD1/XD2	XD3	XS1	XS2/XS3
Classe	LC 25/28	LC 30/33	LC 35/38	LC 35/38	LC 40/44	LC 35/38	LC 40/44

Tabella 7.12 Classi di resistenza in relazione alle categorie di esposizione.

7.11 Comportamento al fuoco

7.11.1 Reazione al fuoco

Conformemente a quanto riportato nella EN 206-1, punto 5.5.4 “Resistenza al fuoco”, il calcestruzzo prodotto conformemente alla norma citata, al fine della determinazione della sua resistenza al fuoco è classificato EURO A e non necessita di prove specifiche ⁽²⁾.

(2) Decisione della Commissione Europea del 9 settembre 1994 (94/611/CE), pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale della Comunità Europea n° L241/25, del 9 settembre 1994.

7.12 Resistenza all'incendio

7.12.1 Criteri di dimensionamento

Per i calcestruzzi leggeri di argilla espansa si applicano i criteri di dimensionamento utilizzati per i calcestruzzi tradizionali esposti ad elevate temperature con le specifiche integrazioni riportate nel seguito.

7.12.2 Spalling

Le conseguenze dello spalling esplosivo possono risultare critiche per tutti i tipi di calcestruzzi. La principale causa del verificarsi di spalling esplosivo è la repentina formazione di movimenti di acqua e di vapore all'interno delle sezioni del calcestruzzo generati da rapide variazioni di temperatura.

Ciò si può manifestare in modo più evidente allorché le sezioni di calcestruzzo siano particolarmente ridotte ed i calcestruzzi abbiano una elevata diffusività termica. La scelta di sezioni adeguate, di calcestruzzi con adeguata capacità termica, con ridotta diffusività termica e, nel caso specifico dei calcestruzzi leggeri, l'impiego di aggregati leggeri secchi o con trattamento "idrorepellente", contribuiscono alla sostanziale prevenzione del fenomeno.

7.12.3 Resistenza a compressione $f_{ic,\theta}$

La resistenza di calcestruzzi leggeri soggetti a compressione semplice al variare della temperatura può essere ricavata dalla tabella seguente ove è riportato il valore del rapporto $f_{ic,\theta} / f_{ck}$ (a 20°C).

Temperatura del calcestruzzo θ (°C)	$f_{lc,\theta} / f_{lck}^{(3)}$
20	1,00
100	1,00
150	1,00
200	1,00
300	1,00
400	0,88
500	0,76
600	0,64
700	0,52
800	0,40

(3) Valori tratti dal bollettino 208 del CEB [13], pagina 7-36 figura 7.2.6. – curva pratica di progetto raccomandata per calcestruzzi leggeri di argille e scisti espansi.

Tabella 7.13

7.12.4 Resistenza a trazione $f_{lctk}(\theta)$

In assenza di più accurate informazioni, per la stima della resistenza a trazione di calcestruzzi sottoposti ad elevate temperature, è possibile utilizzare le espressioni sotto riportate, in cui $k_{lc,t}(\theta)$ è il coefficiente di riduzione della resistenza caratteristica a trazione:

$$f_{lctk}(\theta) = k_{lc,t}(\theta) f_{lctk}$$

$$k_{lc,t}(\theta) = 1,0 \quad \text{per } 20^\circ\text{C} < \theta \leq 100^\circ\text{C}$$

$$k_{lc,t}(\theta) = 1,0 - 1,0 (\theta - 100)/500 \quad \text{per } 20^\circ\text{C} < \theta \leq 600^\circ\text{C}$$

$$k_{lc,t}(\theta) = 0,0 \quad \text{per } \theta > 600^\circ\text{C}$$

7.12.5 Modulo elastico

L'effetto delle temperature elevate sul modulo elastico, in assenza di più accurate informazioni, può essere valutato come segue.

$$E_{lc}(\theta) = E_{lc}(20^{\circ}\text{C}) \quad \text{per } 20^{\circ}\text{C} < \theta \leq 50^{\circ}\text{C} \quad (4)$$

$$E_{lc}(\theta) = E_{lc}(20^{\circ}\text{C}) (1 - (\theta - 50)/183,33) \quad \text{per } 50^{\circ}\text{C} < \theta < 800^{\circ}\text{C}$$

(4) Espressioni ricavate da bollettino CEB 208 [20] per calcestruzzo leggero di argilla espansa pagina 7-36, figura 7.2-7.26.

7.12.6 Dilatazione termica

La dilatazione termica $\varepsilon_{lc}(\theta)$ del calcestruzzo leggero strutturale, in assenza di informazioni più accurate, può essere determinata utilizzando la seguente relazione, in cui $20^{\circ} < \theta < 1200^{\circ}\text{C}$

$$\varepsilon_{lc}(\theta) = 8 \times 10^{-6} (\theta - 20)$$

7.12.7 Calore specifico

Il calore specifico del calcestruzzo leggero secco ($u = 0\%$), in assenza di determinazioni più accurate, può essere ricavato mediante la seguente relazione:

$$c_{lp}(\theta) = 0,43 \theta + 980$$

in cui $c_{lp}(\theta)$ è espresso in J/kgK e $20^{\circ} \leq \theta < 800^{\circ}\text{C}$.

Qualora il contenuto di umidità non sia considerato esplicitamente nel metodo di calcolo, si potrà comunque fare riferimento alla relazione sopra riportata, opportunamente integrata per tenere in conto la variazione di entalpia dovuta al processo di evaporazione dell'acqua presente all'interno del materiale sotto forma di umidità. Il fenomeno può essere modellato integrando la formulazione di cui sopra con un picco di valore costante $C_{p,peak}$ collocato tra le

temperature di 100°C e di 115°C con decremento lineare tra i 115°C e i 200°C. Si potrà fare riferimento a contenuti di umidità compresi tra 0% e 3% ⁽⁵⁾.

(5) Ulteriori indicazioni possono essere reperite nell'Eurocodice 2 parte 1-2 [4]

7.12.8 Densità

La variazione di densità con la temperatura è influenzata dalla perdita di acqua e, in assenza di informazioni più accurate, è definita come riportato nella seguente espressione:

$$\rho_c(\theta) = \rho_c(20^\circ\text{C}) - \theta / 6,15$$

In cui $20^\circ \leq \theta < 800^\circ\text{C}$ e ρ_c è espresso in kg/m^3 .

7.12.9 Conduttività termica

La conduttività termica di calcestruzzi leggeri strutturali di argilla espansa, $\lambda_c(\theta)$ può essere determinata, in funzione della densità del calcestruzzo, utilizzando le espressioni di seguito riportate:

Densità del calcestruzzo kg/m^3	λ_c per $20^\circ\text{C} \leq \theta < 700^\circ\text{C}$ W/mK	λ_c per $\theta \geq 700^\circ\text{C}$ W/mK
1400	$0,79 - \theta / 2350$	0,49
1600	$0,79 - \theta / 2930$	0,54
1800	$0,93 - \theta / 2730$	0,67
2000	$1,09 - \theta / 2400$	0,80

Tabella 7.14

E' ammessa l'interpolazione dei dati, non l'estrapolazione.

8. Regole di calcolo

I criteri generali delle regole di calcolo sono perfettamente coerenti con quelli che si adottano per il calcestruzzo ordinario, salvo l'adozione di alcuni specifici coefficienti necessari per la progettazione con il calcestruzzo leggero strutturale.

8.1 Resistenze di calcolo

La resistenza a compressione di calcolo si valuta mediante l'espressione seguente

$$f_{lcd} = \frac{\alpha_{lcc} f_{lck}}{\alpha_{lc}}$$

nella quale:

- α_{lcc} è un coefficiente che tiene conto degli effetti di lunga durata e degli effetti sfavorevoli dell'applicazione del carico. α vale 0,85;
- γ_{lc} è il fattore parziale di sicurezza per il calcestruzzo, che può essere assunto pari a 1,5.

La resistenza a trazione di calcolo si valuta secondo l'espressione seguente

$$f_{lctd} = \frac{\alpha_{lcc} f_{lctk,0,05}}{\alpha_{lc}}$$

In cui, oltre ai simboli definiti in precedenza, $f_{lctk,0,05}$ è il valore caratteristico, frattile inferiore di ordine 5%, della resistenza a trazione del calcestruzzo (vd. paragrafo 7.3).

8.2 Calcolo delle sollecitazioni

Il calcolo delle sollecitazioni si esegue secondo gli stessi criteri assunti alla base del calcolo di strutture in cemento armato normale.

In generale si potrà fare riferimento ad una delle seguenti ipotesi di modellazione del comportamento strutturale:

- analisi elastica lineare;
- analisi elastica lineare con ridistribuzioni (esclusivamente per le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi);
- modelli a plasticità concentrata (esclusivamente per le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi);
- analisi non lineare.

Per maggiori dettagli si rimanda, a tale proposito, alle Norme Tecniche relative.

Nel caso in cui si esegua un calcolo non lineare di strutture costituite da elementi monodimensionali a plasticità concentrata, la rotazione plastica θ_{pl} (da supporre localizzata nella sezione critica) può essere dedotta dal diagramma della figura 8.1, valido per calcestruzzi ordinari di classe $LC \leq 50/55$, riducendone le ordinate del fattore $\eta_1 = 0,4 + 0,6\rho/2200$ ⁽⁶⁾.

(6) Il grafico riportato nella figura 8.1 è quello della figura 5.6N dell'EC2 per cls. $C < 50/60$, che è molto simile a quello riportato nella figura 1-I del DM 9 gennaio 1996 [1], valido per sezioni a T.]

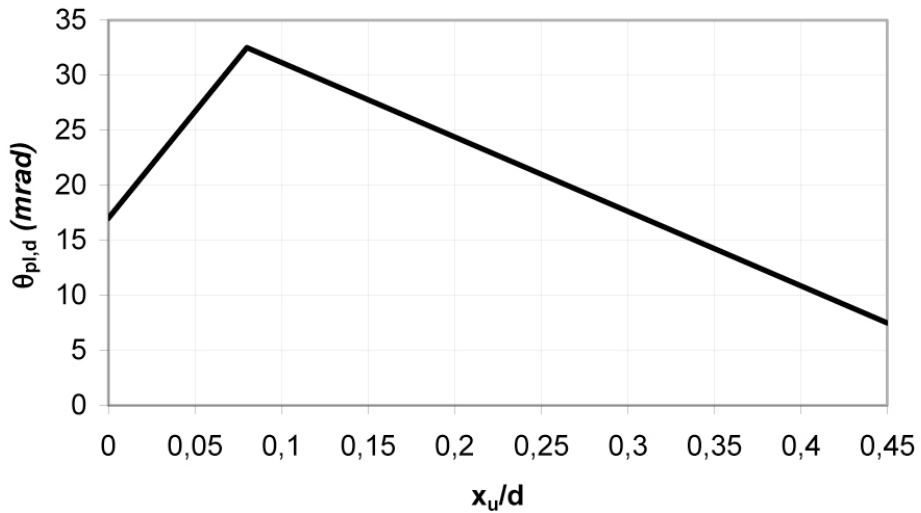


Figura 8.1 Rotazioni plastiche accettabili per una sezione in c.a., realizzata con calcestruzzo di classe LC $\leq 55/60$, armata con acciaio di classe C secondo EN 10080.

8.3 Legame tensione-deformazione per il calcolo non lineare

Qualora per il calcolo delle sollecitazioni si faccia ricorso all'analisi non lineare, il diagramma tensione-deformazione, per carichi monoassiali di breve durata è descritto dall'espressione seguente:

$$\frac{\sigma_c}{f_{1cm}} = \frac{k\eta - \eta_3^2}{1 + (k-2)\eta_3}$$

Valida per $0 < |\varepsilon_{lc}| < |\varepsilon_{lcu1}| = |\varepsilon_{lc1}|$

In cui :

$$- \eta_3 = \varepsilon_{lc} / \varepsilon_{lc1}$$

- ε_{lc1} deformazione corrispondente al valore f_{1cm} medio di resistenza a compressione cilindrica per il calcestruzzo in esame, cui, per calcestruzzi con parte fine in sabbia, può essere attribuito il valore

$\epsilon_{lc1} = \frac{1,1f_{lcm}}{E_{lci}\eta_E}$, essendo E_{lci} il valore del modulo elastico tangente a

compressione, ed $\eta_E = \left(\frac{\rho}{2200}\right)^2$;

$$- k = E_{lci} \frac{|\epsilon_{lc1}|}{f_{lcm}}$$

8.4 Verifiche allo stato limite ultimo per sollecitazioni che provocano tensioni normali (sforzo normale, flessione semplice e composta)

Il calcolo delle sollecitazioni limite per le sezioni in cemento armato, realizzate con calcestruzzo leggero strutturale, si conduce, in analogia al caso del calcestruzzo normale, secondo le seguenti ipotesi di base:

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- resistenza a trazione del calcestruzzo pari a zero;
- deformazione limite dell'armatura tesa pari a +0,01 (nel caso di sezioni in c.a.p. tale valore sarà calcolato a partire dalla decompressione del calcestruzzo);
- deformazione limite per il calcestruzzo compresso pari a: ϵ_{lc2} nel caso di asse neutro esterno alla sezione; ϵ_{lci2} nel caso di asse neutro interno alla sezione. I valori di ϵ_{lc2} e di ϵ_{lci2} sono funzione della classe di resistenza del calcestruzzo, secondo quanto riportato nella tabella 8.1 seguente.

	Classe di resistenza LC								
	16/18	20/22	25/28	30/33	35/38	40/44	45/50	50/55	55/60
ε_{lc2} (‰)	2,0								2,2
ε_{lcu2} (‰)	3,5 η_1								3,1 η_1

Tabella 8.1 Valori limite della deformazione per il calcestruzzo compresso ε_{lc2} e ε_{lcu2}

Si porrà $\eta_1 = 0,4 + 0,6 \frac{\rho}{2200}$.

In generale, per il calcolo, si assumerà il seguente diagramma σ - ε , in cui le deformazioni ε di compressione sono raffigurate in valore assoluto.

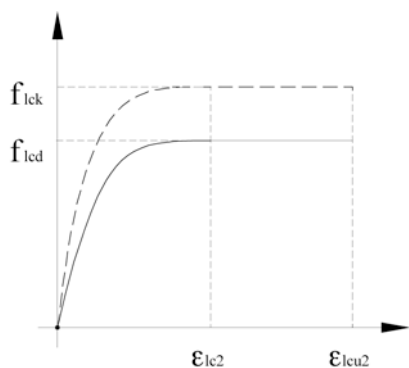


Figura 8.2 Diagramma σ - ε

L'espressione della curva a tratto pieno, che rappresenta la variazione della resistenza di calcolo del calcestruzzo al variare della deformazione, è la seguente:

$$\sigma_c = f_{lcd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_{lc}}{\varepsilon_{lc2}} \right)^n \right] \quad \text{per } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{lc2}$$

$$\sigma_c = f_{lcd} \quad \text{per } \varepsilon_{lc2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{lcu2}$$

Il valore dell'esponente n , che compare nell'espressione precedente, è funzione della classe di resistenza del calcestruzzo, come indicato nella tabella 8.2.

	Classe di resistenza LC								
	16/18	20/22	25/28	30/33	35/38	40/44	45/50	50/55	55/60
n	2,0								2,2

Tabella 8.2 Valori Esponente n al variare della classe di resistenza del calcestruzzo

In alternativa al diagramma riportato nella figura 8.2 si può fare ricorso all'utilizzo di diagrammi semplificati, di cui al punto successivo. I diagrammi σ - ε di calcolo da utilizzarsi per l'acciaio da c.a. e per l'acciaio per precompressione, sono gli stessi normalmente impiegati nel calcolo delle membrature in calcestruzzo ordinario normale e precompresso, alle cui Norme Tecniche cui ci si riferisce per una loro dettagliata trattazione.

8.4.1 Diagrammi σ - ε semplificati

Il calcolo delle sollecitazioni limite delle sezioni può essere condotto anche mediante l'impiego del diagramma bilineare σ - ε per il calcestruzzo compresso, riportato nella figura 8.3, nel quale i limiti ε_{lc3}

e di ϵ_{lcu3} sono funzione della classe di resistenza del calcestruzzo, secondo quanto indicato nella tabella 8.3 seguente.

	Classe di resistenza LC								
	16/18	20/22	25/28	30/33	35/38	40/44	45/50	50/55	55/60
ϵ_{lc3} (‰)	1,75								1,8
ϵ_{lcu3} (‰)	3,5 η_1								3,1 η_1

Tabella 8.3 Valori limite della deformazione per il calcestruzzo compresso ϵ_{lc3} e ϵ_{lcu3}

In cui, in analogia a quanto riportato in precedenza si porrà

$\eta_1 = 0,4 + 0,6 \frac{\rho}{2200}$, dovendo essere rispettata la limitazione

$$|\epsilon_{lcu3}| \geq |\epsilon_{lc3}|.$$

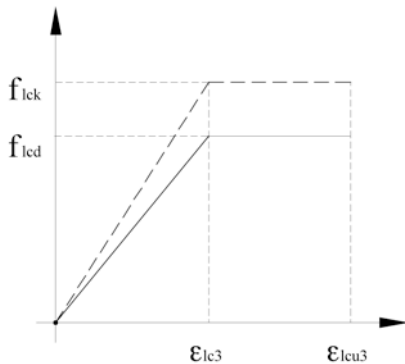


Figura 8.3 Diagramma σ - ϵ semplificato

E' utile notare come la semplificazione introdotta con l'impiego del diagramma semplificato conduca a valutazioni conservative delle caratteristiche resistenti delle sezioni.

Vale la pena, infine, di osservare che nel caso di calcestruzzi strutturali leggeri, le più recenti sperimentazioni e la tendenza normativa internazionale suggeriscono di evitare l'impiego di diagrammi ulteriormente semplificati, quali, ad esempio, il diagramma "stress block".

8.4.2 Sicurezza

Nei casi di compressione o di pressoflessione, che non siano determinati da precompressione, si dovranno rispettare le seguenti prescrizioni:

- a) lo sforzo normale di progetto deve risultare minore di quello calcolato per compressioni centrate, con una maggiorazione del 25% del coefficiente γ_{lc} .
- b) in ogni caso, per tenere conto delle incertezze sul punto di applicazione dei carichi si deve ipotizzare una eccentricità di applicazione dello sforzo normale, prevista nella direzione più sfavorevole, da sommare a quella eventuale dei carichi di entità pari al maggiore dei due valori $b/30$ e 20 mm, essendo b la dimensione della membratura nella direzione considerata per la eccentricità.

8.4.3 Calcestruzzo confinato

Il confinamento del calcestruzzo produce un'alterazione del diagramma σ - ϵ , con un generale incremento delle prestazioni in termini di accresciuta tensione limite e della corrispondente deformazione. Le rimanenti caratteristiche meccaniche possono, invece, ritenersi invariate.

Il confinamento può essere ottenuto mediante l'inserimento di una staffatura opportunamente chiusa o di cravatte, che raggiungano il limite plastico a causa della espansione laterale del calcestruzzo.

In presenza di uno stato di compressione triassiale, caratterizzato da una compressione σ_1 prevalente e da due compressioni σ_2 e σ_3 uguali in modulo, ed in mancanza di determinazioni più accurate, si potrà fare riferimento ai seguenti limiti per il tracciamento del diagramma σ - ϵ , secondo la formulazione riportata nel paragrafo 8.4.

$$f_{lck,c} = f_{lck} \left(1 + \frac{k_a \sigma_2}{f_{lck}} \right)$$

valida per $\sigma_2 \leq 0,05 f_{lck}$ ed in cui

$k_a = 1,1$ per calcestruzzi confezionati con sabbia quale parte fine dell'aggregato;

$k_a = 1,0$ negli altri casi.

I valori limite della deformazione valgono:

$$\epsilon_{lc2,c} = f_{lc2} \left(\frac{f_{lck,c}}{f_{lck}} \right)^2$$

$$\epsilon_{lcu2,c} = \epsilon_{lcu2} + 0,2 \frac{\sigma_2}{f_{lck}}$$

La figura 8.4 illustra, qualitativamente, l'incremento prestazionale ottenibile mediante confinamento.

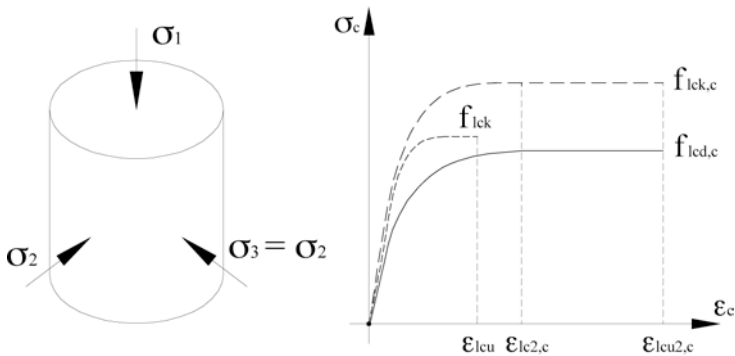


Figura 8.4 Diagramma σ - ε per calcestruzzo confinato

8.5 Verifiche allo stato limite ultimo per sollecitazioni taglienti

Nella trattazione che segue verrà fatto riferimento alle quantità individuate dai simboli seguenti:

- $V_{IRd,c}$ sollecitazione tagliente resistente di progetto di una sezione in c.a. priva di armature per il taglio;
- $V_{Rd,s}$ sollecitazione tagliente resistente di progetto, corrispondente allo snervamento delle armature resistenti a taglio;
- $V_{IRd,max}$ sollecitazione tagliente resistente massima che la membratura è in grado di sostenere, corrispondente alla crisi, per compressione, delle bielle in calcestruzzo;
- V_{Ed} sollecitazione tagliente di progetto, derivante dal calcolo degli effetti dei pesi propri, dei carichi permanenti e dei sovraccarichi esterni applicati.

Nei casi in cui, dal calcolo, risulti che non sono necessarie armature per il taglio ($V_{Ed} \leq V_{IRd,c}$), si dovranno comunque disporre le armature minime per il taglio, nella misura fissata dalle Norme Tecniche per il cemento armato ordinario.

8.5.1 Elementi sprovvisti di armature trasversali resistenti a taglio

E' consentito l'impiego di elementi sprovvisti di armature trasversali resistenti a taglio per solette, piastre e membrature a comportamento analogo, a condizione che detti elementi abbiano sufficiente capacità di ripartire trasversalmente i carichi senza fessurarsi.

Il valore della caratteristica resistente a taglio $V_{IRd,c}$, espressa in N, è la seguente:

$$V_{IRd,c} = \left[C_{IRd,c} \eta_1 k (100 \rho_l f_{lck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \geq (v_{l,min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d$$

In cui, oltre ai simboli già definiti in precedenza:

- $C_{IRd,c}$ vale $0,15/\gamma_{lc} = 0,10$
- f_{lck} è espresso in MPa
- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$, con d , altezza utile della sezione, espressa in mm;
- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$
- A_{sl} è l'area dell'armatura longitudinale, che si estende per un tratto $l_{bd} + d$, pari alla lunghezza di ancoraggio delle barre (l_{bd}) + l'altezza utile della sezione d , al di là della sezione in esame;
- b_w è la minima larghezza della sezione nella zona tesa, espressa in mm;
- σ_{cp} = tensione media di compressione agente sulla sezione in calcestruzzo in MPa, dovuta allo sforzo normale di compressione o di precompressione, pari a $N_{Ed}/A_c < 0,2 f_{lck}$ (positiva se di compressione);

- $\eta_1 = 0,4 + 0,6 \rho / 2200$
- $v_{l,\min} = 0,03 k^{3/2} f_{lck}^{-1/2}$
- $k_1 = 0,15$

Il taglio di calcolo V_{Ed} dovrà in ogni caso soddisfare la seguente disuguaglianza, nella quale la caratteristica resistente è valutata con riferimento alla condizione fessurata del calcestruzzo.

$$V_{Ed} \leq 0,5 \eta_1 b_w d v_1 f_{lck}$$

In cui, oltre ai simboli già definiti in precedenza:

- $v_1 = 0,5 \eta_1 (1 - f_{lck} / 250)$, con f_{lck} in MPa, è il fattore di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato per sollecitazioni taglienti.

8.5.2 Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

La resistenza di calcolo per sollecitazioni taglienti di un elemento monodimensionale, si calcola schematizzando la trave con un traliccio ideale, di cui quello di Ritter-Mörsch rappresenta un modello semplificato. Il procedimento è sostanzialmente identico a quello correntemente seguito nel caso di calcestruzzi ordinari.

Nella figura 8.5 seguente è illustrato uno schema del traliccio a bielle compresse e aste tese, unitamente alle grandezze che intervengono nella determinazione della sollecitazione resistente di calcolo.

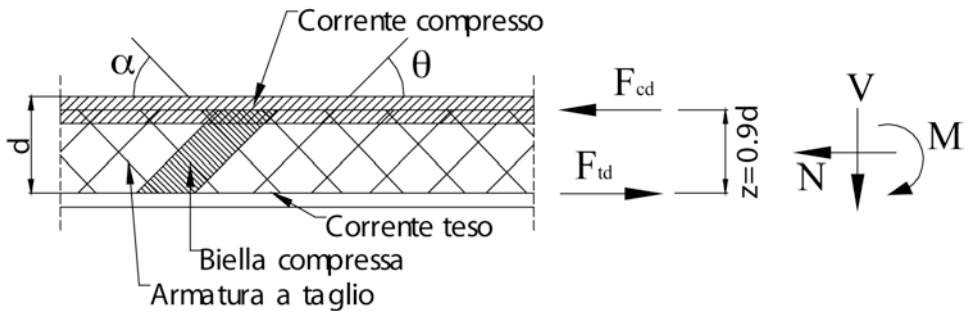


Figura 8.5 Traliccio ideale e simbologia per elementi con armature trasversali a taglio.

Il significato dei simboli indicati nella figura 8.5 è il seguente:

- α è l'angolo compreso tra l'armatura a taglio e l'asse longitudinale della trave, misurato positivamente come illustrato nella figura;
- θ è l'angolo compreso tra le bielle compresse e l'asse longitudinale della trave, cui per le applicazioni correnti si potrà assegnare il valore di 45° dovendosi comunque rispettare la seguente limitazione: $1 \leq \cotg \theta \leq 2,5$;
- F_{td} è il valore di progetto della forza di trazione nel corrente teso (armatura longitudinale)
- F_{cd} è il valore di progetto della forza di compressione nel corrente compresso, lungo l'asse longitudinale della trave;
- z è il braccio delle forze interne sopra richiamate, che si potrà assumere approssimativamente pari a $z = 0,9 d$, essendo d l'altezza utile della sezione.

[Membrature con armature a taglio \(staffe\) verticali](#)

La resistenza per sollecitazioni taglianti di elementi con staffatura verticale è data dal più piccolo dei due seguenti valori,

corrispondenti rispettivamente al raggiungimento della crisi delle armature a taglio ed alla crisi per compressione delle bielle compresse:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 \frac{f_{lck}}{(\cot \theta + \tan \theta)}$$

In cui:

- A_{sw} è l'area della sezione trasversale delle armature a taglio;
- s è l'interasse delle staffe;
- f_{ywd} è la tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio impiegato per le staffe;
- v_1 è un coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo in presenza di fessurazione. Per v_1 si potrà assumere il valore precedentemente definito $v_1 = 0,5 \eta_1 (1 - f_{lck} / 250)$, con f_{lck} in MPa e $\eta_1 = 0,4 + 0,6 \rho / 2200$;
- α_{cw} è un coefficiente per tener conto dell'interazione tra lo sforzo di compressione nel corrente compresso ed altre sollecitazioni di compressione altrimenti applicate. Il valore di α_{cw} per membrature non compresse è $\alpha_{cw} = 1,0$, mentre per membrature in c.a.p. o altrimenti compresse è funzione della tensione media di compressione sull'intera sezione, si rimanda alle Norme Tecniche sul per una più dettagliata definizione dei valori.

Si dovrà inoltre verificare che la sezione delle armature a taglio non ecceda il limite seguente:

$$\frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{1}{2} \alpha_{cw} v_1 f_{lck}$$

Membrature con armature a taglio inclinate

In analogia con il caso precedente, nel caso in esame la resistenza per sollecitazioni taglianti di elementi con armature inclinate è data dal più piccolo dei due seguenti valori, con lo stesso precedente significato dei simboli:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 \frac{f_{lcd} (\cot \theta + \cot \alpha)}{(1 + \cot^2 \theta)}$$

Si dovrà inoltre verificare che la sezione delle armature a taglio non ecceda il limite seguente:

$$\frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{\frac{1}{2} \alpha_{cw} v_1 f_{lcd} \sin \alpha}{1 - \cos \theta}$$

In entrambi i casi sopra trattati (staffe verticali e armature a taglio inclinate), si dovrà verificare che l'incremento dello sforzo di trazione indotto dalle sollecitazioni taglianti nel corrente teso del traliccio, sommato allo sforzo di trazione ivi presente per effetto dell'impegno flessionale della membratura, non ecceda il valore dello sforzo di trazione resistente dell'armatura longitudinale tesa.

La maggiorazione dello sforzo di trazione può essere calcolata mediante l'espressione:

$$\Delta F_{td} = 0,5 V_{Ed} (\cot \theta - \cot \alpha)$$

L'armatura longitudinale del corrente teso dovrà quindi essere in grado di resistere alla sollecitazione complessiva: $M_{Ed}/z + \Delta F_{td}$

8.6 Verifiche allo stato limite ultimo per sollecitazioni torcenti

La verifica di una membratura prismatica in c.a. nei confronti di sollecitazioni torcenti può essere condotta assumendo, quale schema strutturale resistente, un traliccio tubolare in parete sottile isostatico, nel quale gli sforzi di compressione sono affidati a bielle compresse in calcestruzzo, mentre gli sforzi di trazione longitudinali e trasversali sono affidati ai rispettivi ordini di armature.

Come nel caso del calcestruzzo ordinario, si potranno omettere le verifiche nei confronti delle sollecitazioni torcenti qualora queste derivino da sole considerazioni di compatibilità, laddove, cioè, la stabilità della struttura non dipenda dalla resistenza torsionale delle sue membrature. In tal caso si dovranno comunque disporre armature per torsione nella quantità minima indicata nelle Norme Tecniche per il c.a. ordinario.

La figura 8.6 illustra schematicamente la generica sezione trasversale piena di una trave in c.a. e le grandezze che intervengono nel calcolo del momento torcente ultimo resistente, qui di seguito descritte:

- t è lo spessore del tubolare. Normalmente può essere assunto pari a A/u , con la limitazione inferiore del doppio della distanza tra il bordo esterno della sezione e la congiungente i centri delle armature longitudinali. Per sezioni effettivamente tubolari lo spessore della parete rappresenta il limite superiore per t ;
- A è l'area totale della sezione, ivi comprese eventuali cavità interne;
- u è il perimetro esterno della sezione;
- z_i è la lunghezza dell' i -esimo tratto di parete della sezione trasversale;

- A_k è l'area racchiusa dalla linea mediana della sezione tubolare (a tratteggio nella figura);
- u_k è il perimetro esterno della sezione A_k

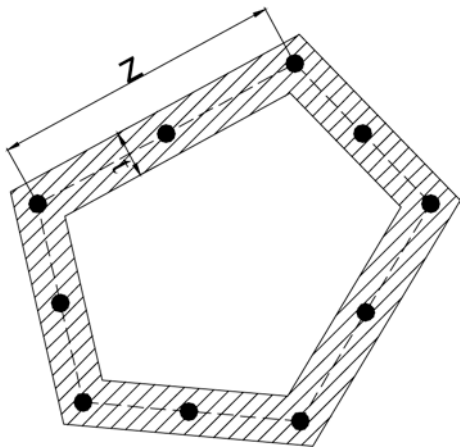


Figura 8.6 Sezione fittizia per il calcolo della resistenza alle sollecitazioni torcenti di una generica sezione in c.a.

Sezioni di forma complessa, quali sezioni a T, potranno essere suddivise in più sezioni, ciascuna delle quali sarà modellata come una sezione tubolare; la resistenza torsionale della sezione intera sarà poi calcolata sommando i contributi di ciascuna sezione componente.

Per la verifica delle bielle compresse, che si assumono inclinate dell'angolo θ rispetto all'asse longitudinale della trave, si può utilizzare la seguente relazione:

$$T_{Rd,max} = 2 \nu_1 \alpha_{cw} f_{lcd} A_k t \sin\theta \cos\theta$$

In cui ν_1 e α_{cw} assumono gli stessi valori indicati relativamente alle verifiche per sollecitazioni taglianti.

Le restanti verifiche inerenti alle armature si conducono secondo i correnti criteri contenuti nelle Norme Tecniche per il calcestruzzo ordinario.

8.7 Stati di sollecitazione composta

8.7.1 Flessione, torsione e taglio

Le armature longitudinali calcolate per gli effetti della torsione debbono intendersi aggiuntive rispetto a quelle calcolate per gli effetti della flessione. Nelle zone compresse esse possono essere ridotte proporzionalmente alla risultante di compressione disponibile.

8.7.2 Torsione e taglio

La massima resistenza di una membratura soggetta a sollecitazioni di torsione e taglio è limitata dalla resistenza delle bielle compresse. Dovrà pertanto essere rispettata la seguente limitazione, valida per sezioni piene, con il significato dei simboli definito in precedenza:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1,0$$

Per membrature con sezione trasversale piena di forma approssimativamente rettangolare, è sufficiente disporre i quantitativi di armatura minimi, così come indicati nelle Norme Tecniche per il c.a. ordinario, dovendo risultare soddisfatta la limitazione seguente, relativa ai soli contributi resistenti delle bielle in calcestruzzo:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{IRd,c}} + \frac{V_{Ed}}{V_{IRd,c}} \leq 1,0$$

Nella quale:

- $T_{\text{Ird,c}}$ è il valore del momento torcente che produce la fessurazione della sezione, pari a $T_{\text{Ird,c}} = f_{\text{lctd}} t 2A_k$;
- $V_{\text{Ird,c}}$ è definita al punto 8.5.

8.8 Punzonamento

Le verifiche nei riguardi dello stato limite ultimo indotto da carichi concentrati o da reazioni vincolari agenti su aree relativamente ristrette di membrature bidimensionali piene, piane o nervate, con e senza armatura, seguono gli stessi criteri validi per il calcestruzzo ordinario, tenuto conto della riduzione, attraverso il coefficiente η_1 , dei valori di calcolo della resistenza del conglomerato per le sollecitazioni taglienti ⁽⁷⁾.

(7) Vedasi in particolare il capitolo 6.4 della norma EN 1992-1-1 [4].

8.9 Elementi snelli

Il calcolo degli elementi snelli si conduce secondo gli stessi criteri e rispettando le stesse limitazioni valide per le costruzioni in calcestruzzo ordinario, alle cui Norme Tecniche si potrà fare riferimento, tenuto conto del modulo elastico e delle caratteristiche di viscosità adeguati per il calcestruzzo leggero strutturale ⁽⁸⁾.

(8) Vedasi in particolare il capitolo 5.8 della norma EN 1992-1-1 [4].

8.10 Verifiche allo stato limite di esercizio (fessurazione, tensione, deformazione)

Le verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio si eseguono conformemente e alle indicazioni valide per le strutture in

calcestruzzo ordinario, adeguate in relazione alle specificità del calcestruzzo leggero.

In particolare, per le verifiche nei confronti della deformabilità, queste possono essere omesse per quelle membrature nelle quali il rapporto l/d tra luce della trave (l) ed altezza della sezione (d) non eccede i limiti indicati al punto 7.4.2 della EN 1992-1-1, moltiplicati per il coefficiente di riduzione $\eta_E^{0,15}$.

8.11 Regole specifiche per strutture prefabbricate

Le prescrizioni contenute nelle Norme Tecniche per le membrature prefabbricate in calcestruzzo ordinario possono essere ritenute valide, senza modifiche, anche per le membrature in calcestruzzo leggero, in particolare in relazione a:

- durabilità;
- tolleranze di esecuzione;
- vincoli.

9. Regole di esecuzione

9.1 Diametro massimo delle barre e dei trefoli

Le armature ordinarie ammesse sono in barre ad aderenza migliorata o reti elettrosaldate. Il diametro delle barre non può superare 32 mm. Per barre raggruppate, il diametro equivalente del raggruppamento⁽⁹⁾ non deve eccedere i 45 mm.

(9) Il diametro equivalente di un raggruppamento di n barre uguali tra loro può assumersi pari a

$$\phi_n = \phi \sqrt{n} .$$

Per strutture precomprese a cavi pretesi si dovranno impiegare trefoli con diametro inferiore uguale a 1/2".

9.2 Raggio di curvatura delle barre

Il diametro dei mandrini per la piegatura delle barre deve essere incrementato del 50% rispetto al valore ammesso per il calcestruzzo ordinario. In particolare, i valori minimi dei diametri dei mandrini da utilizzare in relazione al diametro delle barre è dato da:

$$\begin{array}{ll} \text{per } \phi \leq 16 \text{ mm} & D \geq 6 \phi ; \\ \text{per } \phi > 16 \text{ mm} & D \geq 11 \phi . \end{array}$$

9.3 Ancoraggio delle barre e sovrapposizioni

Il calcolo della tensione ultima di aderenza di barre inserite in getti di calcestruzzo leggero strutturale può essere valutato con riferimento alla formulazione valida per il calcestruzzo ordinario, sostituendo al valore di f_{ctd} , che vi compare, il valore $f_{lctd} = f_{lctk} / \gamma_c$. La valutazione delle lunghezze di ancoraggio e sovrapposizione delle barre segue poi gli stessi criteri in uso per il calcestruzzo ordinario.

10. Regole per il confezionamento, trasporto e messa in opera del calcestruzzo leggero strutturale

Per il confezionamento, trasporto e messa in opera del calcestruzzo leggero strutturale si possono adottare gli stessi criteri validi per i calcestruzzi ordinari, tenendo però conto di quanto già precisato nel precedente capitolo 5.

Parte II

Esempi applicativi di progettazione di elementi strutturali in calcestruzzo leggero

11. Tipo di calcestruzzo ed i suoi componenti

11.1 L'argilla espansa

In natura sono presenti argille che, sottoposte a elevate temperature, si espandono aumentando il proprio volume da tre a sei volte. Il fenomeno è causato dall'azione interna dei gas prodotti dalla combustione delle sostanze organiche, dalle reazioni di riduzione degli ossidi metallici e dall'evaporazione dell'acqua di cristallizzazione. Questo comportamento naturale viene sfruttato dall'industria, con una opportuna regolazione dell'espansione e delle caratteristiche granulometriche del prodotto. L'estrazione avviene in cave a cielo aperto da strati relativamente superficiali, con normali mezzi per il movimento della terra. In stabilimento avvengono le prime lavorazioni di natura meccanica per assicurare uniformità di composizione e di contenuto di umidità; segue poi il trattamento termico, in forni ruotanti, fino a 1.200° C, temperatura in cui avviene l'espansione e la successiva formazione della scorza esterna clinkerizzata. L'argilla espansa è un materiale chimicamente inerte, meccanicamente stabile ed incombustibile.

11.1.1 Granulometrie e densità

L'argilla espansa LECA adatta all'impiego in calcestruzzi leggeri strutturali è prodotta nelle seguenti granulometrie e densità:

Leca

Denominazione Commerciale ⁽¹⁾	0-2	2-3
Densità in mucchio [kg/m ³] ⁽²⁾	700	480
Resistenza minima alla frantumazione dei granuli [N/mm ²]	4,5	2,5

Leca Strutturale

Denominazione Commerciale ⁽¹⁾	0-5	5-15	0-15
Densità in mucchio kg/m ³ ⁽²⁾	720	600	650
Resistenza minima alla frantumazione dei granuli N/mm ²	10,0	4,5	9,0

Leca Terrecotte

Denominazione Commerciale ⁽¹⁾	0-6	6-12	0-12
Densità in mucchio kg/m ³ circa ⁽²⁾	950	800	900
Resistenza minima alla frantumazione dei granuli N/mm ²	12,0	7,0	7,5

(1) La voce "Denominazione" non si riferisce al diametro in mm dei granuli di Leca ma è un'indicazione di carattere commerciale.

(2) Le densità in mucchio riportate sono valori medi dai quali è ammesso uno scostamento del $\pm 15\%$, conformemente alla Norma di prodotto UNI EN 13055-1.

Leca Strutturale e Leca Terrecotte, prodotti con argille speciali ed opportuni cicli di produzione, sono caratterizzati da un grado di espansione inferiore rispetto al materiale tradizionale con un nucleo poroso interno meno espanso ed una struttura esterna clinkerizzata più spessa e resistente. Questa differente struttura dei granuli conferisce loro un peso specifico maggiore ed una resistenza alla frantumazione dei granuli superiore. Per questo motivo sono indicati per calcestruzzi leggeri strutturali a maggiore resistenza.

11.1.2 Norma di prodotto di riferimento

La norma di prodotto di riferimento per l'impiego dell'argilla espansa in calcestruzzi strutturali è la UNI EN 13055-1 [6].

Il sistema di attestazione di conformità, previsto dal Decreto Ministeriale 11/04/07 [51] in corso di emanazione per impieghi strutturali, è il 2+ (art.7, comma 1, lettera B, procedura 1 del D.P.R. 246/93).

Caratteristiche armonizzate		Leca	Leca Strutturale	Leca Terrecotte
Forma dei granuli. Dimensione dei granuli Massa volumica in mucchio	Forma delle particella	Tondeggiante Intera	Tondeggiante Intera	Tondeggiante e Intera
	Distribuzione granulometrica	0-5	0-16	0-16
	Massa volumica in mucchio	480-700	600-720	800-950
Percentuale dei granuli frantumati	Percentuale dei granuli frantumati	≤ 5%	≤ 5%	≤ 5%
Purezza	Contaminanti organici	≤ 20%	≤ 20%	N.P.
Resistenza alla frantumazione/ frammentazione	Resistenza alla frantumazione	≥ 2,5 N/mm ²	≥ 4,5 N/mm ²	≥ 7,0 N/mm ²
Composizione/contenuto	Cloruri	≤ 0,03%	≤ 0,03%	≤ 0,03%
	Solfati solubili in acido	≤ 0,2%	≤ 0,2%	≤ 0,2%
	Zolfo totale	≤ 0,1%	≤ 0,1%	≤ 0,1%
Stabilità di volume	Resistenza alla disgregazione	≤ 0,5%	≤ 0,5%	≤ 0,5%
Assorbimento d'acqua	Assorbimento d'acqua	< 10%	< 10%	< 10%
Sostanze pericolose: emissione di radioattività, rilasci di metalli pesanti, di idrocarburi poliaromatici, di altre sostanze dannose	Conoscenza delle materie prime Gestione della produzione	.	.	.
Durabilità al gelo/disgelo	Resistenza al gelo e disgelo	≤ 3%	≤ 3%	≤ 3%
Durabilità alla reazione alcali/silice	Reattività alcali/silice	≤ 0,1%	≤ 0,1%	≤ 0,1%

Tabella 11.1

(*) il DM prevede che: “per questa caratteristica le disposizioni della Direttiva 89/106/CE si ritengono soddisfatte da rispetto della normativa nazionale italiana ovvero comunitaria applicabile, vigenti al momento della dichiarazione”.

La tabella 11.1 indica i parametri che devono essere obbligatoriamente dichiarati dal Produttore nell'etichetta di marcatura CE per argilla espansa impiegata per usi strutturali e i valori riportati per argilla espansa LECA:

11.2 Classi di resistenza e massa volumica del calcestruzzo

E' possibile modificare la massa volumica del calcestruzzo sia variando la granulometria ed il tipo di argilla espansa utilizzata, che bilanciando la quantità di aggregato leggero con quella di aggregato di peso normale. Generalmente la frazione di aggregato fine è costituita da sabbia naturale e, di conseguenza, le caratteristiche dei calcestruzzi leggeri sono determinate dalla quantità e dalla qualità dell'aggregato più grosso, costituito dall'argilla espansa. Quest'ultimo ha resistenza meccanica crescente con la sua stessa massa volumica, pertanto i calcestruzzi più leggeri (ad esempio quelli con massa volumica di 1.400 kg/m^3) sviluppano resistenze meccaniche inferiori a quelli di maggiore densità (ad esempio di quelli con massa volumica di 1.800 kg/m^3).

In laboratorio è possibile confezionare calcestruzzi leggeri strutturali a massa volumica bassa ed alte prestazioni meccaniche, tuttavia i dati che di seguito vengono esposti sono relativi alle prestazioni ottenibili nelle normali condizioni operative di confezionamento del calcestruzzo in centrale di betonaggio ed in impianto di preconfezionamento. La tabella 11.2 riporta indicazioni circa la correlazione tra tipo e granulometria di argilla espansa Leca utilizzata, massa volumica del calcestruzzo e resistenza media a compressione. La classe del calcestruzzo LC è indicata, come di consueto, da un primo valore che esprime (in N/mm^2) la resistenza a compressione su

cilindro normalizzato $\phi=15\text{cm}$ $h=30\text{cm}$, e da un secondo valore che esprime la resistenza a compressione su cubo $l=15\text{cm}$.

Il rapporto tra le due resistenze è diverso dallo 0,83, valido per il calcestruzzo ordinario, ed è mediamente pari a circa 0,90.

Denominazione Commerciale	Massa volumica calcestruzzo [kg/m³]	Resistenza a frantumazione del granulo [N/mm²]	Resistenza media a compressione [N/mm²]	Classe di resistenza a compressione
Leca 0-2 e 2-3	1400	$\geq 2,5$	27	da LC 16/18 a LC 20/22
Leca strutturale 0-15 STR	1600	$\geq 9,0$	38	da LC 25/28 a 30/33
Leca strutturale 0-15 STR	1800	$\geq 9,0$	43	LC 35/38

Tabella 11.2

Sono inoltre prodotte miscele di componenti per calcestruzzo, premiscelate in sacco, con argilla espansa Leca per le quali risulta necessaria solo l'aggiunta della quantità d'acqua già prevista. Questo consente di ottenere calcestruzzi con densità e resistenza caratteristica già ottimizzati dal produttore.

La tabella 11.3 riporta i valori ottenibili con detti calcestruzzi premiscelati in sacco:

Denominazione	Massa volumica calcestruzzo stagionato secco non armato [kg/m³]	Classe di resistenza a compressione
LecaCLS 1400	1400	LC 20/22
LecaCLS 1600	1600	LC 30/33

Tabella 11.3

11.3 Mix design

Lo studio del dosaggio di un calcestruzzo di aggregati leggeri differisce da quello di un calcestruzzo tradizionale poiché ci si confronta con un requisito in più - la massa volumica del calcestruzzo stesso - e si dispone di variabili aggiuntive, quali la densità e resistenza dell'aggregato leggero e la sua proporzione con l'aggregato di peso normale.

I requisiti a base dello studio di una miscela per calcestruzzo leggero di argilla espansa sono dunque: la resistenza a compressione caratteristica, la massa volumica del calcestruzzo stagionato, il diametro massimo dell'aggregato, la lavorabilità e consistenza del calcestruzzo fresco.

Il processo di definizione del dosaggio di un calcestruzzo leggero di argilla espansa Leca, tenuto conto delle già citate differenze, non si discosta di molto dal progetto di una miscela di calcestruzzo tradizionale.

Stabilita la composizione di una miscela è possibile valutare la massa volumica del calcestruzzo stagionato ed, eventualmente, riconsiderare il tipo e dosaggio dell'aggregato per soddisfare il requisito di progetto.

La resistenza caratteristica a compressione richiesta, opportunamente incrementata, consente di definire la resistenza media a compressione attesa per il calcestruzzo in questione.

In base al valore della resistenza media o caratteristica a compressione e della massa volumica richiesta si effettua la scelta del tipo e della granulometria dell'argilla espansa, definendo così anche il diametro massimo dell'aggregato, la granulometria, l'assorbimento

d'acqua con granulo saturo a superficie asciutta (s.s.a.) e il necessario rapporto acqua/cemento.

E' quindi possibile valutare, in funzione della consistenza necessaria per la lavorabilità, la quantità d'acqua d'impasto necessaria.

La somma dei volumi assoluti di cemento, acqua d'impasto ed aria consente, per differenza, di ricavare il volume assoluto dell'aggregato per metro cubo di calcestruzzo. Questo, ripartito tra aggregato di peso normale (sabbia) e argilla espansa Leca combinati in funzione delle rispettive granulometrie al fine di ottimizzarne la mescola, consente di definire i volumi di aggregato necessari.

E' quindi possibile valutare la massa volumica del calcestruzzo fresco e stagionato, confrontandola con il requisito di progetto.

Se il dato è conforme si valuta la correzione da apportare all'acqua d'impasto per tenere conto di quella assorbita dall'argilla espansa (da aggiungere) e del contenuto di umidità della sabbia in mucchio e dell'argilla espansa in mucchio (da sottrarre). Si apporta quindi anche una opportuna correzione sul dosaggio in peso degli aggregati per tenere conto della loro umidità in mucchio.

E' opportuno richiamare l'attenzione sulla corretta valutazione del contenuto di acqua dell'argilla espansa in quanto la miscela deve essere studiata considerando l'aggregato leggero in condizioni di "saturazione a superficie asciutta" (s.s.a.), aggiungendo all'acqua d'impasto quanta eventualmente ne serva per raggiungere questo stato.

Additivi specifici possono essere aggiunti alla miscela per tenere conto delle condizioni ambientali del getto e per migliorarne le caratteristiche di lavorabilità e pompabilità, così come si usa fare nel caso di calcestruzzi tradizionali, con l'unica accortezza di aggiungere

l'additivo a fine mescolazione per evitare che venga parzialmente assorbito dall'aggregato leggero.

11.4 Mix design e ricette tipo

Si riportano tre ricette tipo per la preparazione di calcestruzzi di argilla espansa Leca di massa volumica pari a 1400 kg/m^3 , 1600 kg/m^3 e 1800 kg/m^3 le cui resistenze caratteristiche a compressione cubica a 28 giorni risultano rispettivamente di 25 N/mm^2 , 35 N/mm^2 e 38 N/mm^2 .

11.4.1 Calcestruzzo massa volumica 1600 kg/m^3

Di seguito si riporta un esempio dei principali passaggi di formulazione di una ricetta per realizzare un calcestruzzo che, stagionato e secco, abbia massa volumica di 1600 kg/m^3 , con LC 30/33 e consistenza S3-S5. Ovviamente lo stesso tipo di calcestruzzo può essere ottenuto anche con dosaggi diversi e può avere differenti caratteristiche anche in funzione delle aggiunte e degli additivi utilizzati. Nell'esempio si assumono necessariamente dei valori che devono essere riscontrati caso per caso nelle situazioni reali.

Dati di progetto				
	resistenza caratteristica a compressione cubica a 28 giorni	R_{ck}	33	N/mm^2
	massa volumica del solo calcestruzzo stagionato (28 gg)		1700	kg/m^3
	massa volumica del solo calcestruzzo stagionato secco		1600	kg/m^3
	diámetro massimo aggregato		15	mm
	consistenza		S3-S5	
1. Argilla espansa Leca				
	denominazione di argilla espansa LECA		"0-15 STR"	
	diámetro massimo dell'aggregato		15	mm

	resistenza alla frantumazione dei granuli ($\geq 10 \text{ N/mm}^2$, assumiamo 10 N/mm^2)		10	N/mm^2
	assorbimento d'acqua granulo saturo a superficie asciutta (s.s.a.) ($< 10\%$ in peso sul secco, assumiamo 8%)		8	%
	contenuto di umidità del mucchio (% in peso sul secco, può essere $0 \div 15\%$, assumiamo 7%)		7	%
	massa volumica a secco in mucchio		650	kg/m^3
2. Sabbia naturale				
	granulometria aggregato		0-4	mm
	contenuto di umidità del mucchio (% in peso sul secco, può essere $0 \div 15\%$, assumiamo 7%)		7	%
	massa volumica granulo sabbia (può variare tra $2,55$ e $2,6 \text{ kg/litro}$, assumiamo $2,57 \text{ kg/litro}$)		2,57	kg/litro
3. Cemento e acqua d'impasto				
	quantità d'acqua necessaria all'impasto (con uso di additivi fluidificanti per ottenere S3-S5)		170	litri
	rapporto acqua/cemento necessario per ottenere R_{bm} (a/c può variare da $0,35$ a $0,50$, assumiamo $0,40$)	a/c	0,40	-
	quantità di cemento da introdurre nella miscela (può variare da 400 a 480 kg in funzione anche dei requisiti di pompabilità, in questo esempio assumiamo 400 kg)		430	kg
	massa volumica del cemento		3,1	kg/litro
	volume del cemento		139	litri
	volume d'aria inglobata (può variare, si assume 3%)		3	%
	volume aria inglobata		30	litri
	volume assoluto complessivo: cemento + acqua + aria		339	litri
	volume assoluto residuo per argilla espansa e sabbia		661	litri

4. Proporzionamento aggregati			
	percentuale in volume di argilla espansa LECA "0-15STR" (può variare, assumiamo 70%)	65	%
	percentuale in volume di sabbia 0-4 (può variare, assumiamo 30%)	35	%
	volume assoluto argilla espansa	~ 430	litri
	volume assoluto sabbia	~ 231	litri
	massa volumica media del granulo di argilla espansa 0-15 STR	~ 1,15	kg/litro
	peso di argilla espansa 0-15 STR secca	494	kg
	volume in mucchio di argilla espansa 0-15 STR	0,76	m ³
	peso sabbia	602	kg
	volume in mucchio sabbia secca (può variare tra 1500 e 1600 kg/m ³ , assumiamo 1500 kg/m ³)	1500	kg/m ³
	volume sabbia	0,40	m ³
	acqua assorbita dall'argilla espansa secca (assunto 8% in peso sul secco)	40	litri
	acqua assorbita sabbia (assumiamo 1% in peso sul secco)	~ 6	litri
	additivi liquidi (assumiamo circa 0,75 % in peso sul cemento)	~ 3	kg
	acqua totale d'impasto	216	litri
5. Massa volumica del calcestruzzo fresco			
	Cemento	430	kg
	Acqua	216	kg
	Additivi	3	kg
	sabbia secca	602	kg
	argilla espansa secca	494	kg
	Totale	1745	kg
6. Massa volumica del calcestruzzo stagionato			
	Cemento	430	kg
	acqua legata (assumiamo 18 litri ogni 100 kg di cemento)	77	kg
	Additivi	3	kg
	Sabbia	602	kg
	argilla espansa	494	kg
	totale calcestruzzo stagionato secco	1606	kg

	contenuto di umidità calcestruzzo stagionato (può variare, assumiamo 3% in peso sul secco)		80	kg
	totale calcestruzzo stagionato con 3% di umidità		1686	kg
7. Resistenza				
	resistenza caratteristica a compressione cubica a 28 gg	R_{ck}	33	N/mm ²

Composizioni tipiche per calcestruzzi di massa volumica 1400 kg/m³ e 1800 kg/m³ sono riportate di seguito.

11.4.2 Calcestruzzo massa volumica 1400 kg/m³

	Cemento	400	mm
	Acqua	180	litri
	denominazione argilla espansa LECA	“0-2” + “2-3”	
	Percentuale in volume di argilla espansa LECA	70	%
	Percentuale in volume di sabbia	30	%
	massa volumica totale del calcestruzzo stagionato (28 gg)	1450	kg/m ³
	massa volumica totale del calcestruzzo stagionato a secco	1400	kg/m ³
	resistenza caratteristica a compressione cubica a 28 giorni	22	N/mm ²
	diametro massimo aggregato	≤ 6	mm
	additivo (in peso sul cemento)	0,5-1,0	%
	Consistenza	S3-S4	

11.4.3 Calcestruzzo massa volumica 1800 kg/m³

	Cemento	400	mm
	Acqua	160	litri
	denominazione argilla espansa LECA	“0-15 STR”	
	percentuale in volume di argilla espansa LECA	50	%
	percentuale in volume di sabbia	50	%
	massa volumica totale del calcestruzzo stagionato (28 gg)	1850	kg/m ³
	massa volumica totale del calcestruzzo stagionato a secco	1800	kg/m ³
	resistenza caratteristica a compressione cubica a 28 giorni	38	N/mm ²
	diametro massimo aggregato	≤ 15	mm
	additivo (in peso sul cemento)	0,5-1,0	%
	consistenza	S3-S5	

11.5 Pompabilità

Per la messa in opera di calcestruzzi leggeri strutturali mediante la normale pompa da calcestruzzi è bene adottare accorgimenti adatti ad evitare variazioni del rapporto acqua/cemento a seguito del pompaggio stesso. Sono possibili due tecniche diverse: la pre-bagnatura dell'aggregato leggero o l'utilizzo di additivi superfluidificanti abbinati a un corretto mix-design. La consistenza del calcestruzzo leggero deve comunque essere verificata al momento dell'impiego o, nel caso di calcestruzzo preconfezionato, al momento della consegna. Il metodo di prova in generale utilizzato è l'abbassamento al cono, in conformità alla EN 12350-2 (Classi da S1 a S5). Tuttavia si evidenzia che, a parità di effettiva consistenza, un calcestruzzo con aggregati leggeri presenta valori di abbassamento inferiori a quelli di un calcestruzzo tradizionale e ciò proprio in conseguenza della minore densità del calcestruzzo leggero.

Qualora sia richiesta la pompabilità della miscela, il calcestruzzo si deve presentare con caratteristiche di consistenza prossime a quelle di un calcestruzzo autocompattante, caratterizzato da una misura del diametro del conglomerato sformato dal cono (slump flow) con valori superiori a 500 mm (l'abbassamento al cono di Abrams slump risulta maggiore di 260 mm e quindi oltre il livello di sensibilità del metodo di prova secondo EN 206-1 [5]). La pre-bagnatura dell'argilla espansa consiste nel mettere il Leca a bagno nella betoniera la sera precedente al giorno dell'impasto oppure mantenendolo bagnato durante lo stoccaggio in impianto di betonaggio mediante irrigatori. Lo scopo di queste operazioni è dunque quello di fornire per tempo all'argilla l'acqua di assorbimento in modo che non ne venga sottratta in fase di pompaggio

12. Criteri di progettazione agli SLU

12.1 Limiti tensionali e deformativi

Come è stato già illustrato nei paragrafi precedenti i valori obiettivo della progettazione del mix di un calcestruzzo leggero sono due: la resistenza caratteristica a compressione e la massa volumica. Tali grandezze sono altresì qualificanti per lo studio del comportamento meccanico del conglomerato nel calcolo agli Stati Limite.

Tutte le proprietà meccaniche del calcestruzzo leggero di assegnate classi di resistenza e di massa volumica sono infatti stimabili, senza dover necessariamente ricorrere ad una campagna sperimentale di qualifica preliminare del materiale, attraverso le formulazioni proposte nei paragrafi 7 e 8, che risultano del tutto analoghe a quelle valide per i calcestruzzi ordinari, avendo introdotto i coefficienti correttivi η_1 ed η_E .

La verifica della resistenza a compressione viene poi rinviata ai controlli di accettazione in fase esecutiva, che seguono le stesse specifiche previste per i calcestruzzi tradizionali.

A titolo di esempio, nella tabella 12.1 seguente sono i valori dei principali parametri meccanici nominali, che si ottengono per i due calcestruzzi denominati C1 e C2.

Calcestruzzo tipo	Massa volumica [kg/m ³]	Resistenza caratteristica cilindrica [N/mm ²]	Resistenza a compressione di calcolo f _{cd} [N/mm ²]	η_1	η_E	Resistenza a trazione assiale media f _{ctm} [N/mm ²]	Resistenza a trazione assiale caratteristica frattile 5% f _{ctk,0.05} [N/mm ²]	Resistenza a trazione assiale caratteristica frattile 95% f _{ctk,0.95} [N/mm ²]	Resistenza a trazione di calcolo f _{ctd} [N/mm ²]	Modulo di elasticità secante a compressione a 28gg E _{ctm} [N/mm ²]
C1	1600	30	17,0	0,836	0,529	2,4	1,7	3,1	1,0	17.400
C2	1800	40	22,7	0,891	0,669	3,1	2,2	4,1	1,2	23.600

Tabella 12.1 Principali parametri meccanici dei due calcestruzzi C1 e C2

Sempre a titolo di esempio, nella tabella 12.2 sono riportati gli stessi parametri meccanici valutati per il calcestruzzo leggero tipo C2 a confronto con i corrispondenti valori di un calcestruzzo tradizionale di pari resistenza cilindrica a compressione, appartenente alla classe C 40/50. Le formulazioni che si sono adottate per la stima delle proprietà meccaniche del calcestruzzo ordinario sono tratte dall'Eurocodice 2 [4].

Calcestruzzo tipo	Massa volumica [kg/m ³]	Resistenza caratteristica cilindrica [N/mm ²]	Resistenza a compressione di calcolo f _{cd} [N/mm ²]	Resistenza a trazione assiale media f _{ctm} [N/mm ²]	Resistenza a trazione assiale caratteristica frattile 5% f _{ctk,0.05} [N/mm ²]	Resistenza a trazione assiale caratteristica frattile 95% f _{ctk,0.95} [N/mm ²]	Resistenza a trazione di calcolo f _{ctd} [N/mm ²]	Modulo di elasticità secante a compressione a 28gg E _{ctm} [N/mm ²]
C2	1800	40	22,7	3,1	2,2	4,1	1,2	23.600
C40/50	2400	40	22,7	3,5	2,5	4,6	1,4	35.000

Tabella 12.2 Principali parametri meccanici del calcestruzzo C2 a confronto con un calcestruzzo ordinario C40/50

Si osserva come i valori di calcolo della resistenza a compressione cilindrica siano esattamente gli stessi per il calcestruzzo leggero C2 e per quello tradizionale C40/50; le resistenze a trazione media, caratteristica e di calcolo sono invece inferiori per il calcestruzzo leggero rispetto ai corrispondenti valori per il calcestruzzo ordinario; la riduzione è in ragione del coefficiente $\eta_1 = 0,40+0,60 \rho/2200$, inferiore a 1,0. Vale la pena osservare che anche i valori del modulo elastico subiscono riduzioni sensibili rispetto ai corrispondenti valori per calcestruzzi ordinari di pari classe di resistenza, essendo le espressioni per il calcolo del modulo elastico moltiplicate per il coefficiente $\eta_E = (\rho/2200)^2$. In generale, quindi, le prestazioni meccaniche dei calcestruzzi leggeri possono essere ritenute esattamente pari a quelle dei calcestruzzi ordinari per quanto riguarda la resistenza a compressione e di poco inferiori per quanto concerne la resistenza a trazione. La maggiore deformabilità dei calcestruzzi leggeri rispetto a quelli ordinari merita invece considerazioni più approfondite, che coinvolgono la forma e le dimensioni delle membrature strutturali nelle quali questo materiale può essere impiegato e la riduzione del peso proprio strutturale che con esso è possibile ottenere.

Nel caso del calcestruzzo leggero C1, ad esempio, il peso proprio delle membrature strutturali è ridotto di circa il 40% rispetto al caso del calcestruzzo ordinario, conseguentemente, si potranno utilizzare sezioni di dimensioni (e inerzia) adeguate per contenere gli effetti deformativi, pur garantendo una complessiva sensibile riduzione dei carichi permanenti. Quest'ultimo aspetto, come ovvio, è particolarmente interessante nell'ambito del calcolo di strutture in zona sismica.

12.2 Stati limite ultimi per sollecitazioni che generano tensioni normali

In questo paragrafo si intende illustrare il procedimento di calcolo per la verifica nei confronti degli Stati Limite Ultimi di una sezione in cemento armato realizzata con calcestruzzo leggero, di assegnate caratteristiche geometriche e meccaniche.

Le ipotesi fondamentali per il calcolo delle sollecitazioni limite sono le seguenti:

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- resistenza a trazione del calcestruzzo pari a zero;
- deformazione limite dell'armatura tesa pari a 10‰ (nel caso di sezioni in c.a.p. tale valore sarà calcolato a partire dalla decompressione del calcestruzzo);
- i diagrammi σ - ϵ per il materiale sono quello parabola-rettangolo o bilineare, illustrati nelle figure 12.1 e 12.2 seguenti, con deformazione limite per il calcestruzzo compresso pari a: ϵ_{lc2} (ϵ_{lc3} per legame σ - ϵ bilineare) nel caso di asse neutro esterno alla sezione; ϵ_{lcu2} (ϵ_{lcu3} per legame σ - ϵ bilineare) nel caso di asse neutro interno alla sezione. I valori di ϵ_{lc2} , ϵ_{lc3} , ϵ_{lcu2} e ϵ_{lcu3} sono funzione della classe di resistenza del calcestruzzo e della sua massa volumica, secondo quanto indicato nelle tabelle 8.1 e 8.3 delle Linee Guida, riportate, per comodità nelle seguenti tabelle 12.3 e 12.4.

	Classe di resistenza LC								
	16/18	20/22	25/28	30/33	35/38	40/44	45/50	50/55	55/60
ϵ_{lc2} (‰)	2,0								2,2
ϵ_{lcu2} (‰)	3,5 η_1								3,1 η_1

Tabella 12.3 Valori limite della deformazione per il calcestruzzo compresso ϵ_{lc2} e ϵ_{lcu2} (diagramma parabola-rettangolo)

	Classe di resistenza LC								
	16/18	20/22	25/28	30/33	35/38	40/44	45/50	50/55	55/60
ϵ_{lc3} (‰)	1,75								1,8
ϵ_{lcu3} (‰)	3,5 η_1								3,1 η_1

Tabella 12.4 Valori limite della deformazione per il calcestruzzo compresso ϵ_{lc3} e ϵ_{lcu3} (diagramma bilineare)

Come si vede le ipotesi di base assunte sono le stesse ritenute valide nel caso del calcestruzzo tradizionale, con le due seguenti modifiche:

1. per il calcolo delle tensioni che sollecitano il calcestruzzo compresso si può fare esclusivamente riferimento ai diagrammi σ - ϵ parabola-rettangolo (figura 12.1) o bilineare (figura 12.2). Non è consentito l'impiego del diagramma ulteriormente semplificato tipo "stress block";
2. i limiti deformativi ultimi, che nel caso del calcestruzzo ordinario nell'Eurocodice 2 sono definiti in funzione della classe di resistenza (costanti fino alla classe C50/60), qui sono funzione anche della massa volumica del conglomerato, in ragione del

coefficiente η_1 . Ne consegue che per calcestruzzi di massa volumica via via decrescente si ha una progressiva contrazione del ramo orizzontale plastico del diagramma σ - ε .

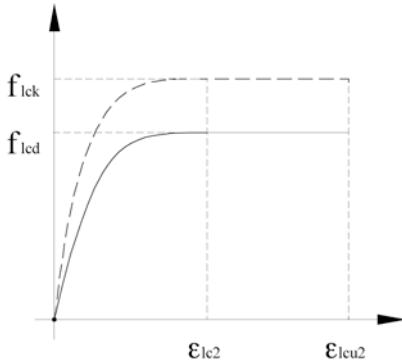


Figura 12.1 Diagramma σ - ε del tipo parabola-rettangolo

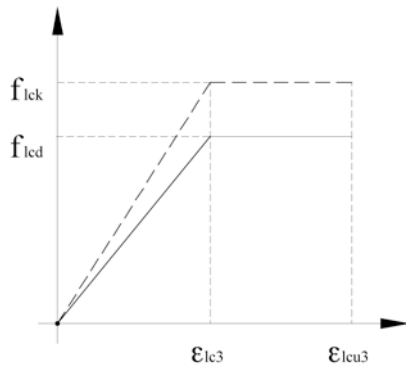


Figura 12.2 Diagramma σ - ε di tipo semplificato bilineare

Sotto le ipotesi enunciate è possibile tracciare il diagramma dei campi di rottura di una assegnata sezione in c.a.

La sezione qui in studio, illustrata nella figura 3.3, sia realizzata con il calcestruzzo tipo C1, descritto in precedenza, e sia rettangolare con dimensioni 30 x 50 cm, armata simmetricamente con 2 + 2 barre ϕ 16

in acciaio B450C. Il copriferro netto delle barre longitudinali è stato assunto pari a 2 cm.

Le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo sono definite nella tabella 3.1. Per lo sviluppo dei calcoli si assume il diagramma σ - ϵ del tipo semplificato bilineare, caratterizzato dai seguenti limiti deformativi:

$$\epsilon_{lc3} = 1,75 \text{ ‰}$$

$$\epsilon_{lcu3} = 3,5 \eta_1 = 3,5 \times 0,836 = 2,93 \text{ ‰}$$

Per le barre in acciaio B450 C le caratteristiche meccaniche di calcolo sono le seguenti:

$$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = f_{yk} / 1,15 = 391 \text{ N/mm}^2$$

La deformazione di calcolo corrispondente allo snervamento dell'acciaio, per $f_{yk}=450 \text{ N/mm}^2$, vale:

$$\epsilon_{yd} = f_{yk} / (1,15 \times E_s) = 450 / (1,15 \times 200.000) = 1,96 \text{ ‰}.$$

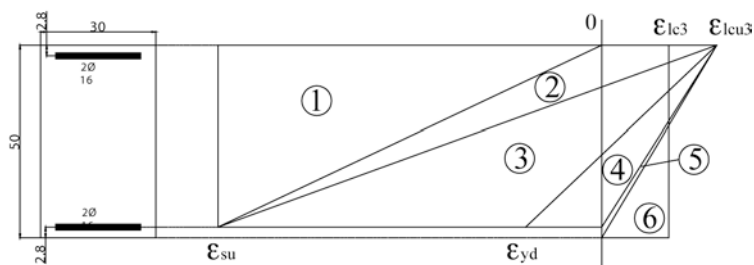


Figura 12.3 Sezione in c.a., cls. tipo C1 – diagramma dei campi di rottura.

Si vuole ora calcolare il momento flettente ed il corrispondente sforzo normale ultimi, che la sezione in esame è in grado di sopportare qualora il calcestruzzo compresso raggiunga la massima

contrazione e, contemporaneamente, le armature inferiori raggiungano il limite elastico di progetto. Come noto questa condizione corrisponde anche alla massima prestazione flessionale della sezione.

Nella figura 12.4 è illustrato il diagramma delle deformazioni e delle tensioni relativo alla modalità di rottura richiamata.

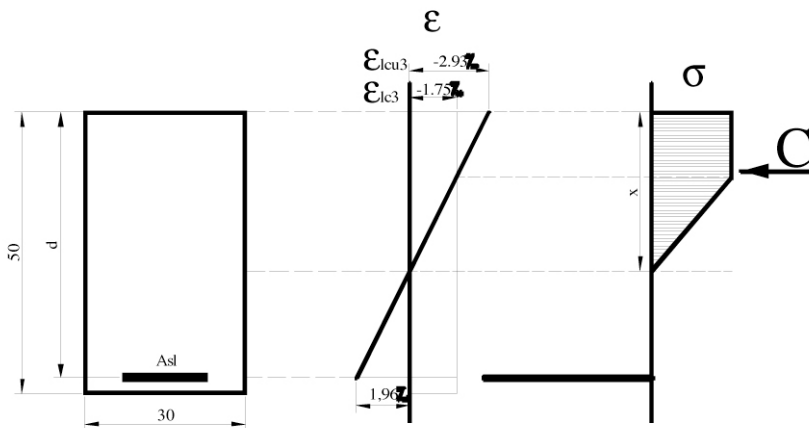


Figura 12.4 Sezione in c.a., cls. tipo C1 – diagramma delle deformazioni e delle tensioni corrispondente alla massima sollecitazione flessionale resistente.

E' immediato verificare che la retta che rappresenta la deformata della sezione nelle condizioni ultime in esame è la retta che separa i campi di rottura 3 e 4 della figura 12.3 e che la distanza dell'asse neutro dal bordo superiore compresso vale $x = 28,5$ cm.

Nella zona compressa si distinguono due aree: la prima, compresa tra il bordo superiore e la corda al livello della quale la contrazione vale $\epsilon_{lc3} = 1,75\text{‰}$, in cui la tensione di compressione è costante e vale $f_{lcd} = 0,85 f_{lck}/\gamma_{\gamma c} = 17,0 \text{ N/mm}^2$; la seconda, rimanente, nella quale la compressione nel calcestruzzo decresce linearmente dal valore f_{lcd} a zero in corrispondenza dell'asse neutro.

Dall'imposizione delle condizioni di equilibrio alla traslazione ed alla rotazione si ricavano le sollecitazioni ultime che conducono alla crisi; queste valgono $N_{rd} = 1021 \text{ kN}$ e $M_{rd} = 217 \text{ kNm}$.

Ripetendo il calcolo di N_{rd} e M_{rd} per ciascuna posizione dell'asse neutro, si ottengono le coordinate, nel piano N_{rd} , M_{rd} , del dominio di resistenza della sezione in studio. Come noto, i punti interni al dominio rappresentano stati di sollecitazione che non inducono crisi della sezione; i punti sul dominio caratterizzano stati di sollecitazione limite ultima, mentre i punti esterni corrispondono a stati di sollecitazione inaccettabili. In quest'ultimo caso si dovrà ricorrere ad un opportuno incremento delle armature, alla modifica delle proprietà meccaniche del calcestruzzo oppure ancora alla modifica delle dimensioni geometriche della sezione.

Il dominio di resistenza della sezione è riportato a tratto spesso nella figura 12.5, dove, a tratto fine, sono riportati anche i domini di resistenza della stessa sezione calcolati per armature ($A_s = A_s'$) via via crescenti.

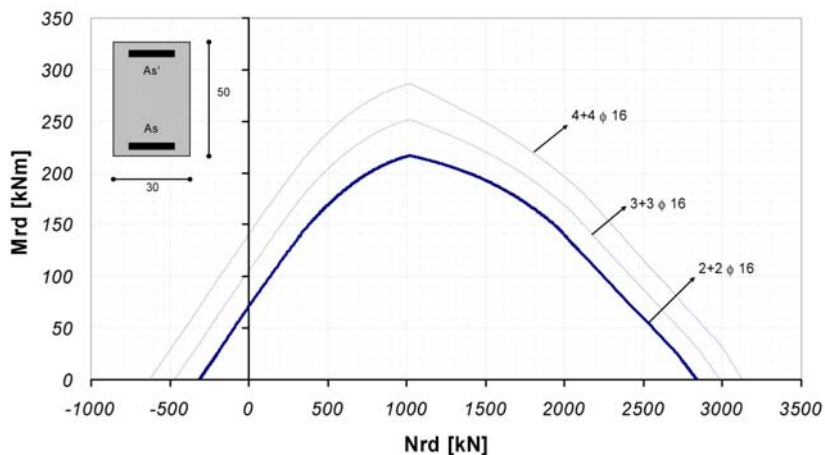


Figura 12.5 Sezione rettangolare in c.a., cls. tipo C1 – dominio di resistenza.

Appare utile ora confrontare il dominio di resistenza della sezione sin qui esaminata con quello di una sezione identica realizzata con calcestruzzo tradizionale di pari classe di resistenza.

Nella figura 12.6 sono riportati i due domini di resistenza a confronto e dal suo esame si ricavano le seguenti considerazioni.

1. Il tratto del dominio posto alla sinistra del massimo momento resistente è praticamente sovrapponibile per le due sezioni, fatta eccezione per una leggera deviazione in corrispondenza del punto di massimo stesso. Ciò è conseguenza del fatto che i punti del dominio in questo tratto sono rappresentativi di stati limite nei quali la crisi interviene per raggiungimento della massima deformazione limite dell'acciaio teso (campi di rottura 1 e 2 fig. 12.3) o per effetto del suo snervamento, con contemporaneo raggiungimento della massima contrazione per il calcestruzzo compresso (campo 3 fig. 12.3). In questo tratto la crisi comporta una rottura di tipo duttile. Per i campi 1 e 2, in particolare, le condizioni e le sollecitazioni critiche sono le stesse per la sezione in calcestruzzo leggero e per quella in calcestruzzo tradizionale. Per il campo 3, in cui l'acciaio teso è snervato ed il calcestruzzo in corrispondenza del lembo superiore compresso della sezione raggiunge la deformazione limite ultima ϵ_{lcu2} (o ϵ_{lcu3}), si apprezza una lieve differenza di comportamento, che risulta in una riduzione del momento resistente ultimo della sezione in calcestruzzo leggero rispetto a quello ordinario, che nel caso in esempio vale circa il 3%. Il fenomeno è diretta conseguenza della contrazione del ramo plastico del diagramma σ - ϵ del calcestruzzo leggero rispetto a quello tradizionale.

2. Il tratto discendente del dominio, alla destra del punto di massimo, risente anch'esso della minore duttilità del calcestruzzo leggero, che risulta in un diagramma che si discosta, sia pure di poco, da quello relativo alla sezione in calcestruzzo ordinario ed in generale le sollecitazioni ultime sono inferiori. Il tratto ora in esame è infatti relativo ai campi di rottura 4, 5 e 6 (fig. 12.3), nei quali la crisi interviene in modo fragile per raggiungimento della massima contrazione del calcestruzzo compresso con armature tese ancora in campo elastico.

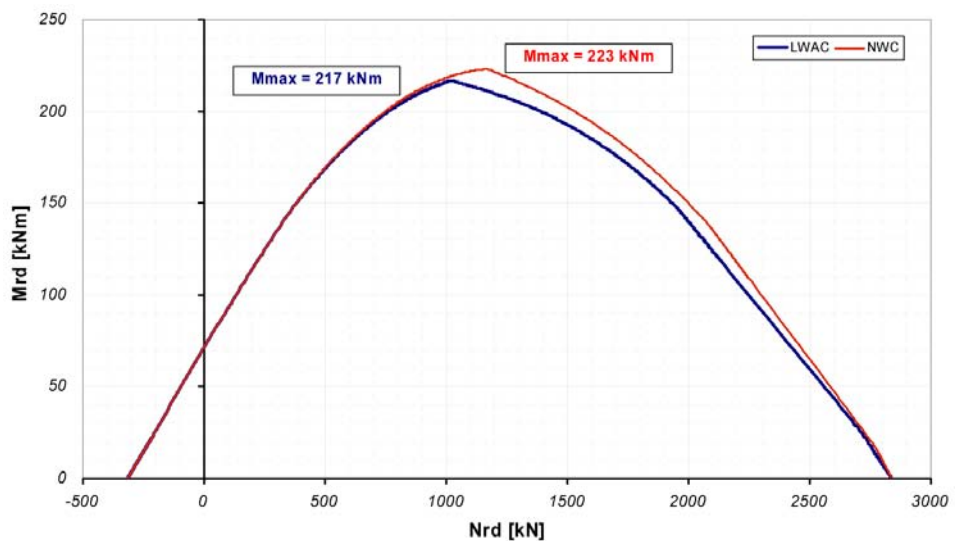


Figura 12.6 Confronto tra domini di resistenza di una sezione in c.a. con calcestruzzo leggero e tradizionale.

Se si tiene conto della necessità di conferire duttilità alle sezioni in c.a., in particolar modo quelle delle travi, al fine di conseguire comportamenti strutturali globali duttili, specialmente in zona sismica, si riconosce la necessità di configurare la geometria e le

proprietà meccaniche delle sezioni in modo tale da indurre la rottura nei campi 1, 2 e 3, nei quali peraltro il calcestruzzo leggero dimostra un comportamento praticamente sovrapponibile a quello del calcestruzzo tradizionale, per il quale d'altronde è valido il criterio generale di indurre la crisi nell'armatura.

12.3 Sezioni soggette a tensioni tangenziali

Si richiama, qui di seguito, la notazione adottata nella parte 1 per indicare le caratteristiche resistenti per sollecitazioni taglianti:

- $V_{I_{Rd,c}}$ sollecitazione tagliante resistente di progetto di una sezione in c.a. priva di armature per il taglio;
- $V_{Rd,s}$ sollecitazione tagliante resistente di progetto, corrispondente allo snervamento delle armature resistenti a taglio;
- $V_{I_{Rd,max}}$ sollecitazione tagliante resistente massima che la membratura è in grado di sostenere, corrispondente alla crisi, per compressione, delle bielle in calcestruzzo;
- V_{Ed} sollecitazione tagliante di progetto, derivante dal calcolo degli effetti dei pesi propri, dei carichi permanenti e dei sovraccarichi esterni applicati.

Elementi sprovvisti di armatura a taglio – Soletta in c.a.

Si vuole dapprima esaminare un esempio relativo al caso di membrature sprovviste di armatura a taglio. In particolare si intende valutare il taglio che una soletta in c.a. non precompresso, di assegnate caratteristiche geometriche e di armatura longitudinale, è in grado di sopportare allo stato limite ultimo.

Assegnate le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione, ed assumendo che l'armatura longitudinale A_{sl} sia efficacemente ancorata al livello della sezione di verifica, si può calcolare il taglio ultimo per la sezione mediante l'applicazione della formula di cui al paragrafo 8.5.1 delle parte 1, riportata, per comodità, qui di seguito.

$$V_{IRd,c} = \left[C_{IRd,c} \eta_1 k (100 \rho_1 f_{lck})^{1/3} + k_1 \rho_{cp} \right] b_w d \geq (v_{l,min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (12.1)$$

In cui:

- $C_{IRd,c}$ vale $0,15/\gamma_{lc} = 0,10$
- f_{lck} è espresso in N/mm^2
- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$, con d , altezza utile della sezione, espressa in mm;
- $\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$
- A_{sl} è l'area dell'armatura longitudinale, che si estende per un tratto $l_{bd} + d$, pari alla lunghezza di ancoraggio delle barre (l_{bd}) + l'altezza utile della sezione d , al di là della sezione in esame;
- b_w è la minima larghezza della sezione nella zona tesa, espressa in mm;
- σ_{cp} = tensione media di compressione agente sulla sezione in calcestruzzo in N/mm^2 , dovuta allo sforzo normale di compressione o di precompressione (nullo nel caso in studio);
- $\eta_1 = 0,4 + 0,6 \rho / 2200$
- $v_{l,min} = 0,03 k^{3/2} f_{lck}^{1/2}$
- $k_1 = 0,15$

Come noto, i meccanismi resistenti che si instaurano allo stato limite ultimo per taglio in una membratura priva di armature resistenti a taglio, sono molteplici e tra questi quelli principali sono i seguenti:

- resistenza a taglio offerta dalla zona compressa non fessurata;
- l'effetto di ingranamento degli inerti lungo le fessure;
- l'effetto spinotto offerto dalle armature longitudinali lungo le fessure;
- l'instaurarsi di un effetto "arco", il cui contributo alla resistenza al taglio risulta tanto più rilevante quanto più l'altezza utile d della sezione cresce rispetto alla luce della membratura.

I meccanismi citati funzionano "*in parallelo*" e la resistenza a taglio delle sezioni risulta la somma dei singoli contributi, ciò che si riconosce anche dall'esame della formula (12.1). In questa espressione, infatti, il termine $C_{lrd,c}$ rappresenta la resistenza tangenziale di base del conglomerato; il termine k , descrive la diminuzione dell'effetto ingranamento al crescere dell'altezza utile d della sezione. Il termine in parentesi, poi, rende conto dei contributi offerti dall'armatura longitudinale, efficacemente ancorata, presente nella sezione di verifica. Il contributo della compressione o precompressione eventualmente presenti, che opponendosi all'apertura delle fessure, accresce l'effetto ingranamento, è rappresentato dal termine in cui compare la tensione σ_{cp} .

E' utile sottolineare come il taglio ultimo debba essere assunto comunque superiore ad un valore minimo, che risulta principalmente condizionato dai meccanismi resistenti di trasferimento delle tensioni tangenziali attraverso il corrente compresso non fessurato e di ingranamento. Nel caso del

calcestruzzo leggero questi contributi assumono particolare rilevanza, essendo il valore minimo del taglio ultimo funzione, oltre che delle caratteristiche geometriche della sezione attraverso il fattore k , della sola resistenza caratteristica a compressione cilindrica del conglomerato che, quindi, non risente di particolari riduzioni rispetto al caso del calcestruzzo ordinario.

La soletta in studio sia quella rappresentata nella figura 12.7, di larghezza pari a 1 m e 20 cm di spessore, dotata di armatura longitudinale A_{sl} , costituita da 5 ϕ 12, disposta al solo lembo inferiore della membratura (l'analisi sostanzialmente non muta se è presente armatura anche al lembo superiore).

Si ipotizza che la soletta sia realizzata con calcestruzzo leggero del tipo C1 illustrato al precedente paragrafo 12.1, che, ricordiamo è caratterizzato da $f_{lck} = 30 \text{ N/mm}^2$ e $\rho = 1600 \text{ kg/m}^3$.

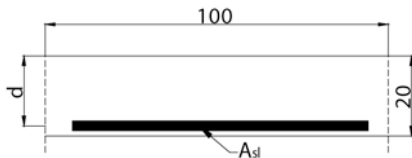


Figura 12.7 Soletta in c.a. priva di armatura resistente a taglio

I coefficienti della espressione 12.1 valgono:

$$C_{lRd,c} = 0,15/\gamma_c = 0,15/1,5 = 0,10$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/170} = 2,08 \rightarrow 2,0$$

$$\rho_l = A_{sl}/(b_w d) = 5,65 / (100 \times 17) = 0,0033$$

$$\eta_1 = 0,4 + 0,6 \cdot 1600/2200 = 0,836$$

$$b_w = 100 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 20 - 3 = 17 \text{ cm}$$

da cui :

$$V_{\text{IRd,c}} = 79,0 \text{ kN}$$

Nel caso in cui la stessa sezione presentasse un'armatura A_{sl} costituita da $5 \phi 16$ anziché da $5 \phi 12$, si avrebbe ancora:

$$V_{\text{IRd,c}} = 79,0 \text{ kN}$$

In entrambi i casi, infatti, il taglio ultimo calcolato è il minimo imposto dalla formula 12.1, che, come si vede entro certi limiti non risente dell'effetto benefico della presenza di una maggiore armatura resistente in corrispondenza del corrente teso del meccanismo resistente a collasso. Affinché tale effetto possa avvertirsi nella modellazione proposta, si dovrà far crescere l'armatura A_{sl} almeno fino a $7 \phi 16$, con i quali il taglio ultimo risulta quello calcolato applicando la parte sinistra della disuguaglianza 12.1 e vale:

$$V_{\text{IRd,c}} = 83,0 \text{ kN}$$

Se la stessa sezione raffigurata nella figura 12.7 fosse stata realizzata con il calcestruzzo tipo C2 descritto al precedente paragrafo 12.1 ($f_{\text{ck}} = 40 \text{ N/m}^2$, $\rho = 1800 \text{ kg/m}_3$) avremmo avuto:

per $A_{\text{sl}} = 5 \phi 12$

$$V_{\text{IRd,c}} = 91,2 \text{ kN}$$

per $A_{\text{sl}} = 5 \phi 16$

$$V_{\text{IRd,c}} = 91,2 \text{ kN}$$

per $A_{\text{sl}} = 6 \phi 16$

$$V_{\text{IRd,c}} = 92,4 \text{ kN}$$

Nel caso poi in cui la stessa soletta della figura 12.7 fosse stata realizzata in calcestruzzo ordinario si sarebbero trovati i seguenti limiti per le sollecitazioni resistenti.

Per $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$:

per $A_{sl} = 5 \phi 12$

$$V_{lRd,c} = 87,8 \text{ kN}$$

per $A_{sl} = 5 \phi 16$

$$V_{lRd,c} = 106,4 \text{ kN}$$

per $A_{sl} = 7 \phi 16$

$$V_{lRd,c} = 119,0 \text{ kN}$$

Per $f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$:

per $A_{sl} = 5 \phi 12$

$$V_{lRd,c} = 96,7 \text{ kN}$$

per $A_{sl} = 5 \phi 16$

$$V_{lRd,c} = 117,1 \text{ kN}$$

per $A_{sl} = 6 \phi 16$

$$V_{lRd,c} = 124,5 \text{ kN}$$

Dall'esame di questi ultimi dati si nota come per membrature prive di armature a taglio, anche in calcestruzzo ordinario, l'incremento delle prestazioni meccaniche della sezione, sia in termini di aumento della resistenza a compressione del calcestruzzo che di armatura, conduca ad un incremento non proporzionale della resistenza ultima a taglio.

Il confronto tra calcestruzzi leggeri e ordinari indica che i primi sono lievemente penalizzati rispetto ai secondi; le differenze tendono ad aumentare percentualmente con il crescere della resistenza a compressione del calcestruzzo.

In ogni caso si nota come la soletta in esempio sia caratterizzata da valori di resistenza a taglio estremamente elevati indipendentemente dal tipo di calcestruzzo con cui essa sia stata confezionata. A titolo di esempio si consideri il fatto che il taglio resistente per la soletta

realizzata con il calcestruzzo tipo C1, ipotizzata su semplice appoggio con luce L, corrisponde a un carico globale allo SLU (equivalente a $1.3 G_k + 1.5 Q_k$) pari a 79 kN/m per $L=2.0$ m, e 52.7 kN/m per $L=3.0$ m.

Si conclude che membrature del tipo di quella sin qui esaminata risultano generalmente verificate a taglio e non richiedono specifici accorgimenti per le armature.

Elementi dotati di armatura a taglio – Trave in c.a.

Si intende ora esaminare un esempio di calcolo della resistenza a taglio di una sezione rettangolare in c.a. dotata di armature resistenti a taglio, per la quale valga la disuguaglianza $V_{Ed} > V_{IRd,c}$.

Le formule valide per il calcolo del taglio ultimo in questo caso sono quelle riportate al paragrafo 8.5.2 della Parte I, dove vengono distinti i casi di armature a taglio (staffe) verticali o inclinate.

Si esamini dapprima il caso della sezione illustrata in figura 12.8, realizzata con calcestruzzo del tipo C1 (vedi paragrafo 12.1), e armata con 2+2 $\phi 14$ e staffe verticali $\phi 8$ a passo 15 cm.

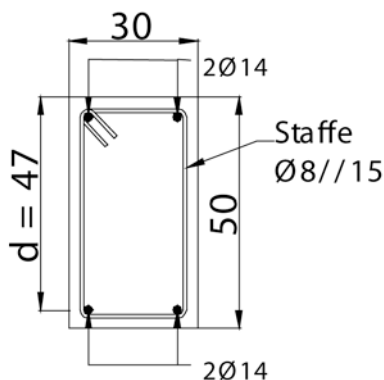


Figura 12.8 Sezione in c.a. dotata di armatura resistente a taglio

Per comodità di trattazione si riporta, qui di seguito, la formulazione del taglio resistente valida per il caso in studio.

La resistenza per sollecitazioni taglianti di elementi con staffatura verticale è data dal più piccolo dei due seguenti valori, corrispondenti rispettivamente al raggiungimento della crisi delle armature a taglio ed alla crisi per compressione delle bielle compresse:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad (12.2)$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 \frac{f_{lcd}}{(\cot \theta + \tan \theta)} \quad (12.3)$$

In cui:

- A_{sw} è l'area della sezione trasversale delle armature a taglio;
- s è l'interasse delle staffe;
- f_{ywd} è la tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio impiegato per le staffe;
- v_1 è un coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo in presenza di fessurazione. Per v_1 si potrà assumere il valore $v_1 = 0,5 \eta_1 (1 - f_{lck} / 250)$, con f_{lck} in N/mm^2 e $\eta_1 = 0,4 + 0,6 \rho / 2200$;
- α_{cw} è un coefficiente per tener conto dell'interazione tra lo sforzo di compressione nel corrente compresso ed altre sollecitazioni di compressione altrimenti applicate. Il valore di α_{cw} per c.a. ordinario è $\alpha_{cw} = 1,0$.

Si dovrà inoltre verificare che la sezione delle armature a taglio non ecceda il limite seguente:

$$\frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{1}{2} \alpha_{cw} \nu_l f_{led} \quad (12.4)$$

Per la sezione in esame si assume che le staffe siano in acciaio B450 C, dotato delle seguenti caratteristiche meccaniche di calcolo:

$$f_{ywk} = 450 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{twk} = 540 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ywd} = f_{ywk} / \gamma_s = f_{ywk} / 1,15 = 391 \text{ N/mm}^2$$

Come illustrato nelle Parte I, nell'applicazione delle (12.2) e (12.3) si assumono:

- il braccio z delle forze interne al traliccio di Mörsch pari a $0,9 d$;
- l'angolo di inclinazione sull'asse della trave delle bielle compresse in calcestruzzo pari a 45° (il caso di inclinazione generica sarà trattato più avanti).

I valori di $V_{Rd,s}$ e $V_{Rd,max}$ calcolati per la trave in esempio sono i seguenti:

$$V_{Rd,s} = 110,9 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = 396,9 \text{ kN}$$

Come si vede la sezione raggiunge la crisi per snervamento delle bielle tese del traliccio resistente, e quindi per plasticizzazione delle staffe, in corrispondenza di una sollecitazione tagliante pari a

$$V_{Rd,s} = 110,9 \text{ kN.}$$

La modalità di crisi individuata consente di riconoscere immediatamente che la stessa sezione realizzata con il calcestruzzo tipo C2 o con calcestruzzo ordinario, ha lo stesso limite di taglio ultimo.

Nel caso di armature a taglio inclinate, le formule che si applicano per il calcolo del taglio resistente sono quelle riportate ancora nel paragrafo 8.5.2 della Parte I e, per comodità, ripetute qui di seguito con lo stesso significato dei simboli adottati in precedenza, cui si aggiunge α , che indica l'angolo compreso tra l'armatura a taglio e l'asse longitudinale della trave.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} (\cot\theta + \cot\alpha) s \sin\alpha \quad (12.5)$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 \frac{f_{lcd} (\cot\theta + \cot\alpha)}{(1 + \cot^2\theta)} \quad (12.6)$$

In analogia al caso precedente si dovrà verificare anche che la sezione delle armature a taglio non ecceda il limite:

$$\frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{\frac{1}{2} \alpha_{cw} v_1 f_{lcd} s \sin\alpha}{1 - \cos\alpha} \quad (12.7)$$

Se si esamina nuovamente la sezione in c.a. illustrata nella figura 2.8 e si immagina di far variare l'inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave tra 90° e 45° , il taglio resistente, ottenuto dall'applicazione

delle formule (12.5) e (12.6), assume i valori riportati nella tabella 12.5.

α [°]	$V_{Rd,s}$ [kN]
90	110.9
80	128.5
70	142.2
60	151.5
50	156.3
45	156.9

Tabella 12.5 Valori limite ultimi del taglio per la sezione di figura 2.8 al variare dell'inclinazione α delle armature.

Gli stessi valori sono riportati sulle ordinate del grafico di figura 12.9, nel quale in ascissa è indicato l'angolo α di inclinazione delle armature sull'asse della trave.

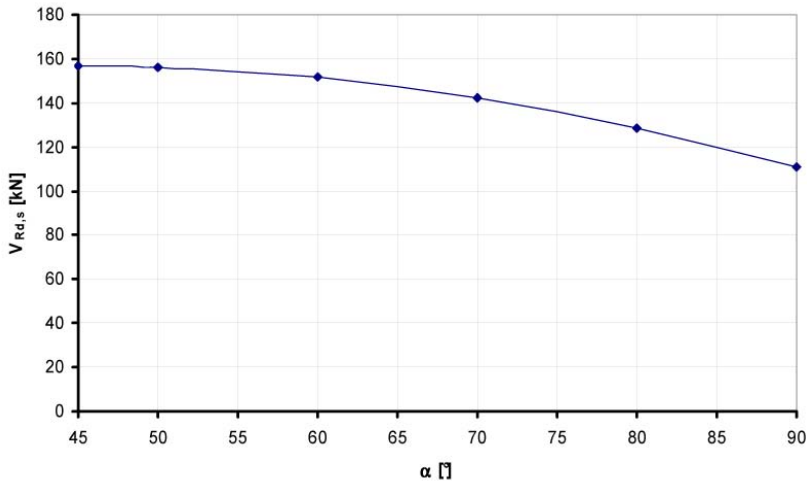


Figura 12.9 Variazione del taglio resistente di una sezione in c.a. con l'inclinazione delle armature trasversali rispetto all'asse della trave

Come accennato in precedenza le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione studiata, che raggiunge la crisi per effetto della plasticizzazione delle armature trasversali, siano esse ortogonali all'asse della trave o diversamente inclinate, sono tali da non far registrare differenze tra il comportamento del calcestruzzo leggero e quello ordinario, ivi compreso il ben noto incremento del taglio ultimo al variare dell'inclinazione delle armature trasversali sull'asse della trave.

13. Criteri di progettazione agli SLE

La progettazione agli stati limite di esercizio nelle strutture in calcestruzzo leggero segue sostanzialmente le stesse regole valide per il calcestruzzo ordinario. Nell'Eurocodice 2 [4], come noto, sono previste le tre seguenti verifiche di esercizio:

- verifica delle tensioni;
- verifica della fessurazione;
- verifica della deformabilità.

Per ciascuno stato limite ci si riferisce alle sollecitazioni che impegnano la membratura, dedotte dalle combinazioni dei carichi caratteristica, frequente o quasi permanente in dipendenza della severità dello stato limite considerato.

13.1 Verifiche tensionali

La limitazione delle tensioni di esercizio nel calcestruzzo e nell'acciaio in membrature realizzate con calcestruzzo leggero ha la finalità, come nel caso del calcestruzzo ordinario, di prevenire l'insorgenza di microfessurazioni o il manifestarsi di elevate deformazioni a carattere viscoso nel calcestruzzo o anelastico nell'acciaio, che possano alterare la funzionalità e la curabilità della struttura nel tempo.

Per eseguire le verifiche è necessario valutare lo stato tensionale nei materiali costituenti la sezione, facendo riferimento a:

- sezioni interamente reagenti, se la tensione di trazione nel calcestruzzo al lembo teso non abbia superato il valore limite della resistenza per trazione;
- sezioni parzializzate nel caso contrario.

Nel calcolo ci si riferisce a sezioni omogeneizzate, avendo introdotto il coefficiente $\alpha = E_s/E_c$, che, nel caso di verifiche nei confronti di condizioni di carico quasi permanente, potrà essere assunto pari a 15, per tenere debitamente conto degli effetti di adattamento viscoso del calcestruzzo, indotti dalla permanenza del carico nel tempo; al contrario nelle verifiche per condizioni di carico a carattere transitorio, il coefficiente α potrà essere riferito all'effettivo valore medio del modulo elastico secante a compressione del calcestruzzo, ciò che conduce a valori ridotti del coefficiente α .

Nel calcolo delle tensioni nei vari punti della sezione il comportamento dei materiali può essere assunto elastico lineare,

mentre il loro valore dovrà rispettare le seguenti limitazioni, delle quali le prime due si riferiscono al calcestruzzo, mentre le restanti due all'acciaio.

Limitazioni tensionali nel conglomerato

$$1) \sigma_c^{\min} \geq k_1 f_{ck}$$

In cui si il segno delle tensioni di compressione è negativo e $f_{ck} < 0$. Il valore della costante k_1 è fissato pari a $k_1 = 0,5$, coerentemente con la raccomandazione contenuta nell'Appendice Nazionale per l'Eurocodice 2 [38].

Tale limitazione è applicabile per la combinazione delle azioni caratteristica (o rara), per membrature in classe di esposizione XD, XF e XS e, quindi, per elementi esposti al contatto con acqua contenente cloruri, acqua di mare o, se bagnati, esposti a cicli gelo-disgelo.

$$2) \sigma_c^{\min} \geq k_2 f_{ck}$$

Nella quale si è mantenuta la stessa convenzione precedente riguardo ai segni delle tensioni, mentre per k_2 si può assumere il valore $k_2 = 0,4$, sempre in accordo con l'Appendice Nazionale per l'Eurocodice 2 [38].

Questa limitazione deve essere rispettata per l'effetto delle combinazioni di azioni quasi permanenti e consente di assumere per il calcestruzzo un comportamento viscoso lineare. Qualora il valore assoluto della tensione di compressione massima σ_c^{\min} nel conglomerato superi il limite $k_2 f_{ck}$, si dovranno tenere in conto gli effetti non lineari della viscosità del calcestruzzo.

Limitazioni tensionali nell'acciaio

$$3) \sigma_s^{\max} \leq k_3 f_{yk}$$

Per la combinazione di azioni caratteristica (o rara), con azioni di natura statica.

Il valore della costante k_3 è fissato pari a 0,7.

$$4) \sigma_s^{\max} \leq k_4 f_{yk}$$

Per la combinazione di azioni caratteristica (o rara), per effetto di deformazioni imposte, in cui $k_4=1,0$.

13.2 Verifiche di fessurazione

Il controllo della fessurazione in membrane in c.a. pressoinflesse è strettamente correlato alle prestazioni richieste alla struttura ai fini della sua durabilità, in ragione dell'aggressività dell'ambiente in cui questa si troverà immersa durante la sua vita utile.

L'apertura delle fessure nelle strutture in c.a. ordinario rappresenta uno stato limite di esercizio, che può generalmente essere tollerato nella maggior parte delle membrane, ed in particolare in tutti i casi in cui le condizioni di esposizione non impongano l'assenza di fessurazione; in quest'ultimo caso la verifica è piuttosto severa e, spesso è determinante per il dimensionamento.

In assenza di speciali necessità di prevenzione della fessurazione, la verifica si conduce attraverso il calcolo dello stato di sollecitazione delle membrane e del conseguente stato di tensione nelle armature tese a partire dalle combinazioni di azioni allo stato limite di esercizio; da queste si stima il valore caratteristico dell'apertura delle fessure w_k e lo si confronta con un limite superiore fissato dalla Norma, in relazione alla classe di esposizione della struttura.

In generale i valori w_{max} , che l'Eurocodice 2 fissa, attraverso l'Appendice Nazionale [38], per le combinazioni quasi permanenti sono da ritenersi una limitazione sufficiente per le esigenze di durabilità e di estetica delle costruzioni in c.a. correnti.

Nella tabella 3.1 sono riportati i valori limite per le varie classi di esposizione, riferiti alle strutture in c.a. ordinario, così come stabiliti nell'Appendice Nazionale italiana all'Eurocodice 2 [38].

Classe di esposizione	Valore limite dell'apertura delle fessure per membrature in c.a. ordinario [mm]
X0, XC1	0,4
XC2, XC3, XC4, XD1, XD2, XS1, XS2, XS3	0,3

Tabella 13.1 Valori limite per l'apertura delle fessure w_{max} .

Qualora sia prescritto il controllo dell'apertura delle fessure si rende anche necessario il calcolo di un quantitativo di armatura minima, atto a garantire il rispetto della limitazione imposta nelle regioni soggette a trazione. Tale quantitativo rimane definito attraverso considerazioni di equilibrio tra la forza di trazione assorbita dal calcestruzzo in condizioni di incipiente fessurazione e la forza di trazione nell'acciaio portato al limite della tensione di snervamento, o ad un limite inferiore laddove sia necessario ridurre l'ampiezza di fessurazione.

In alcuni casi, che l'Eurocodice 2 restringe alle solette in c.a. ordinario o precompresso, di altezza complessiva non superiore a 200 mm, soggette a flessione in assenza di significativi sforzi di trazione, realizzate nel rispetto di specifiche prescrizioni in ordine alla geometria complessiva della membratura ed alle armature

(paragrafo 9.3 dell'Eurocodice 2), il controllo della fessurazione può essere condotto per via indiretta, garantendo la presenza dei quantitativi di armatura minima di cui sopra e rispettando specifiche limitazioni sul diametro delle barre e la loro spaziatura.

Come si vede, le verifiche di fessurazione si conducono secondo gli stessi metodi in uso per le membrature in c.a. realizzate con calcestruzzi ordinari. Come è ovvio, nelle formule adottate si dovrà far riferimento alle caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi leggeri, che risentono, come illustrato al paragrafo 7 della Parte I, di riduzioni via via più forti al decrescere della massa volumica del conglomerato.

13.3 Verifiche deformative

Gli effetti deformativi causati dalle azioni che sollecitano una struttura debbono essere convenientemente limitati per garantirne la piena efficienza nelle condizioni di normale utilizzo. Tali limitazioni sono correlate alla necessità di garantire l'integrità o il corretto funzionamento degli elementi portati dalla struttura, quali i tamponamenti, le finiture, gli impianti, o, dove presenti, macchinari o altri apparati, oltre che al contenimento di eccessive deformazioni che potrebbero alterare l'estetica della struttura.

Le limitazioni, che sono richiamate nell'Eurocodice 2, sono tratte dalla norma ISO 4356, che è interamente dedicata all'argomento, cui può essere utilmente fatto riferimento per ogni ulteriore approfondimento.

Per le strutture ordinarie e per condizioni di utilizzo più ricorrenti i limiti deformativi sono i seguenti:

- al fine di preservare l'aspetto esteriore e la funzionalità delle strutture lo spostamento trasversale di una trave, di un solaio o di una struttura a sbalzo non deve superare il valore di $L/250$ sotto le azioni di carattere quasi permanente, essendo L la luce della membratura;
- al fine di limitare il danneggiamento delle parti non strutturali portate, gli stessi spostamenti trasversali delle membrature, di cui al punto precedente, debbono rispettare la limitazione di $L/500$, sotto le azioni di carattere quasi permanente, che si prevede interesseranno la struttura dopo il suo completamento.

I metodi di verifica della deformabilità delle membrature entro questi valori sono i due seguenti:

- 1) imporre un limite al rapporto tra la luce (L) e l'altezza utile (d) della sezione trasversale della sezione in studio, così da garantire una rigidità sufficiente alla membratura per poter assumere che la sua deformabilità non conduca a inflessioni che eccedano i limiti imposti;
- 2) calcolare le inflessioni e confrontarle con i limiti imposti.

Nel primo metodo di verifica, data la membratura, la tipologia strutturale di cui essa è parte, le sue caratteristiche geometriche e meccaniche, si tratta di calcolare il valore limite di L/d , attraverso opportune formule proposte dall'Eurocodice 2 al paragrafo 7.4.2. I risultati del calcolo debbono essere ulteriormente moltiplicati per il coefficiente $\eta_E^{0.15}$, funzione della massa volumica del conglomerato e inferiore all'unità (vd. paragrafo 8.10), che riduce ulteriormente il

rapporto L/d , al di sotto del quale la membratura può ritenersi adeguata a soddisfare le limitazioni deformative.

Nel secondo metodo si distinguono le due possibilità seguenti:

- la tensione di trazione nel calcestruzzo non eccede, in nessun punto della membratura, il limite della resistenza a trazione media del materiale f_{lctm} ;
- la tensione di trazione nel calcestruzzo supera, in tutta o in parte della membratura, la tensione limite di trazione f_{lctm} .

Nel primo caso il calcolo delle deformazioni può essere condotto con riferimento all'analisi elastica della struttura, riferita a sezioni interamente reagenti. Nel secondo caso, invece, la rigidità delle membrature è diversa per i conci fessurati e per quelli non fessurati; il comportamento deformativo complessivo sarà quindi intermedio tra quello deducibile dal calcolo con sezioni interamente reagenti e sezioni parzializzate per fessurazione diffusa.

L'Eurocodice 2 propone una formula di mediazione delle grandezze deformative calcolate in fase non fessurata e fessurata, del tipo di quella riportata qui di seguito:

$$\alpha = \zeta\alpha_{II} + (1 - \zeta)\alpha_I$$

In cui:

α è il parametro deformativo considerato;

α_I è il parametro deformativo calcolato in fase I non fessurata;

α_{II} l'analogo calcolato in fase II fessurata;

ζ è il coefficiente di distribuzione, che tiene conto del contributo irrigidente del calcestruzzo teso tra due fessure adiacenti e vale:

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)$$

in cui:

β è un coefficiente che tiene conto della durata e ripetitività dei carichi ($\beta=1.0$ per carichi singoli e di breve durata, $\beta=0.5$ per carichi di lunga durata o ripetuti);

σ_{sr} è la tensione nell'acciaio valutata in fase fessurata, provocata dal momento di fessurazione;

σ_s è la tensione nell'acciaio valutata in fase fessurata, provocata dal momento di calcolo.

Nel caso di membrature inflesse l'espressione del coefficiente di ripartizione ζ equivale alla seguente:

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)$$

In cui M_{cr} è il momento di fessurazione.

Tutte le grandezze connesse alla fessurazione del calcestruzzo leggero è opportuno che vengano valutate a partire dalla tensione media di rottura per trazione del calcestruzzo f_{ctm} .

14. Esempi di progettazione di membrature

Nel seguito si affrontano tre esempi di progettazione di altrettante membrature strutturali realizzate in calcestruzzo leggero:

- una trave di impalcato di un edificio per abitazioni;
- una soletta composta in calcestruzzo e lamiera grecata;
- un solaio misto legno-calcestruzzo leggero a semplice orditura.

14.1 Trave in Calcestruzzo leggero strutturale

Si consideri l'impalcato tipo rappresentato nella figura 14.1. Per semplicità si assume che la costruzione non sia soggetta ad azione sismica, ma la trattazione che segue è ovviamente estendibile al caso di costruzione in zona sismica, introducendo le azioni conseguenti.

Si supponga che l'edificio sia composto da tre piani fuori terra, tutti aventi la medesima carpenteria di piano, nonché gli stessi sovraccarichi, fatta eccezione per l'impalcato di copertura.

Si ipotizza che le travi degli impalcati siano realizzate con calcestruzzo leggero di classe di massa volumica D1,8, avente resistenza caratteristica cilindrica a compressione $f_{ck}=40\text{N/mm}^2$, corrispondente al calcestruzzo tipo C2 illustrato al precedente paragrafo, cui si rinvia per la definizione delle relative caratteristiche meccaniche. I pilastri, al contrario siano realizzati in cemento armato con calcestruzzo ordinario, avente la medesima classe di resistenza di quello leggero utilizzato per gli impalcati. La sezione trasversale dei pilastri sia quadrata di lato 30 cm. Le proprietà meccaniche del calcestruzzo ordinario impiegato per i pilastri sono riportate nella tabella 12.2.

Le travi di banchina P1-P6 e P11-S3 e S4-P14 siano a sezione rettangolare delle dimensioni 30x50cm, mentre la trave centrale longitudinale P7-S1, S2-P9 abbia sezione a T, con piattabanda di larghezza 50cm e spessore 30 cm e nervatura di spessore 30 cm sporgente per 20 cm dall'intradosso della piattabanda superiore.

Le travi trasversali di collegamento siano rettangolari della dimensioni di 30x40cm.

Al fine di determinare i carichi permanenti e permanenti portati si suppone che il solaio, di altezza complessiva pari a 24+6 cm, sia

realizzato in latero-cemento con pignatte in laterizio di alleggerimento e travetti posti ad interasse di 50cm (figura 14.2). Il calcestruzzo utilizzato per il getto del solaio sia anch'esso di tipo leggero con classe di massa volumica D1,8.

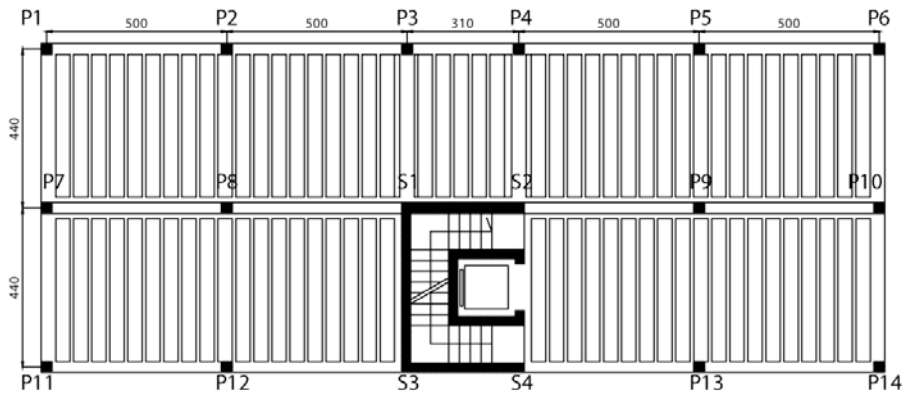


Figura 14.1 Pianta dell'impalcato piano tipo edificio

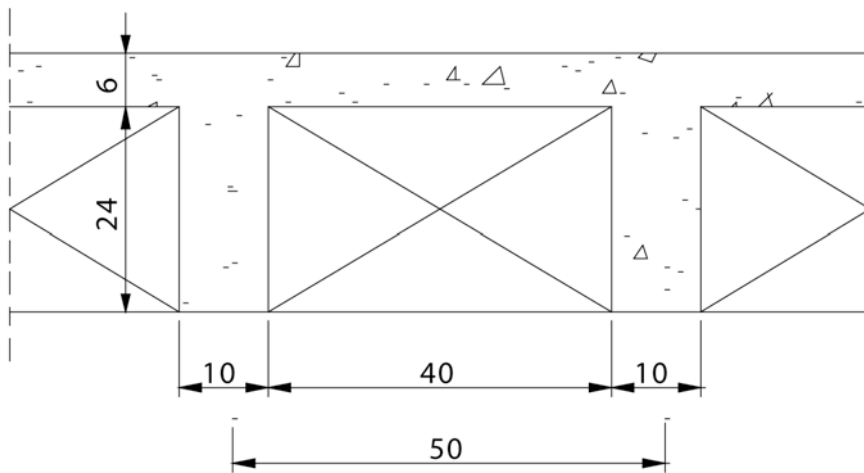


Figura 14.2 Sezione trasversale tipo del solaio corrente

Le caratteristiche geometriche della sezione corrente del solaio, illustrate nella figura 4.2, conducono alla seguente stima del peso proprio del solaio.

Nervatura in c.a. (LWAC D1,8)	$0.10 \times 0.24 \times 19.0 / 0.50 =$	0.91	kN/m ²
Soletta collaborante in c.a. (LWAC D1,8)	$0.06 \times 19.0 =$	1.14	kN/m ²
Elementi di alleggerimento in laterizio	$0.40 \times 0.24 \times 7.0 / 0.50 =$	1.34	kN/m ²
Totale		3.39	kN/m²

Tabella 14.1. Stima del peso proprio del solaio G_{1k}

Si osserva che nel calcolo del peso proprio delle membrature strutturali costituenti il solaio in calcestruzzo leggero D1,8, ci si è riferiti al valore della massa volumica estremo superiore dell'intervallo che definisce la classe ($1600 < \rho < 1800 \text{ kg/m}^3$), maggiorato di 50 kg/m^3 , per tenere in conto del contributo dovuto all'acqua di impasto presente nel getto e di ulteriori 50 kg/m^3 , in cui si è stimata l'incidenza dell'armatura del solaio.

Nel calcolo del peso proprio delle travi, invece, il contributo relativo al peso dell'armatura è stato aumentato a 100 kg/m^3 .

Ai fini del calcolo del peso proprio delle varie membrature la massa volumica del calcestruzzo leggero armato in esame è quindi:

- 1900 kg/m^3 per i travetti e soletta del solaio;
- 1950 kg/m^3 per le travi.

Oltre ai carichi permanenti strutturali di cui sopra, si ipotizza che sul solaio insistano i seguenti carichi permanenti portati G_{2k} .

Massetto per passaggio impianti	0.08x12.0=	0.96	kN/m ²
Tramezzi divisori interni (carico distribuito equivalente, per elementi divisori con peso proprio $3.0 < G_k < 4.0$ kN/m)		1.60	kN/m ²
Pavimento		0.40	kN/m ²
Intonaco	0.015x20.0=	0.30	kN/m ²
Totale		3.26	kN/m²

Tabella 14.2. Stima dei carichi permanenti portati dal solaio G_{2k}

Si assume, infine, che la struttura in esame sia destinata ad uso residenziale; il sovraccarico variabile uniformemente distribuito sull'impalcato Q_{1k} vale, quindi, 2.0 kN/m².

Le regole di combinazione di carico, secondo le Norme Tecniche per le costruzioni in corso di emanazione, conducono alle seguenti espressioni.

- Stati Limite Ultimi:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \psi_{0i} Q_{ki}$$

- Stati Limite di Esercizio – Combinazione caratteristica rara:

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{0i} Q_{ki}$$

- Stati Limite di Esercizio – Combinazione frequente:

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + \psi_{11} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} Q_{ki}$$

- Stati Limite di Esercizio – Combinazione quasi permanente:

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} Q_{ki}$$

In cui, per le verifiche nei confronti dello stato limite di resistenza (STR) i coefficienti di combinazione assumono i seguenti valori:

$\gamma_{G1}=1,0$ se favorevole;

$\gamma_{G1}=1,3$ se sfavorevole;

$\gamma_{G2}=0,0$ se favorevole;

$\gamma_{G2}=1,5$ se sfavorevole;

$\gamma_{Qi}=0,0$ se favorevole;

$\gamma_{Qi}=1,5$ se sfavorevole.

I coefficienti di combinazione ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 , relativi ai sovraccarichi per ambienti ad uso residenziale valgono: $\psi_0=0.7$, $\psi_1=0.5$, $\psi_2=0.3$.

Stato limite ultimo per sollecitazioni che inducono tensioni normali

Si vuole ora esaminare lo stato di sollecitazione che corrisponde allo stato limite ultimo per le varie sezioni della trave P1-P6, al fine di dimensionarne le armature. Nella figura 14.3, ad esempio, è riportato lo schema unifilare della trave, unitamente alle distribuzioni dei carichi agenti, che rendono massima la sollecitazione flettente nelle sezioni 1 e 2.

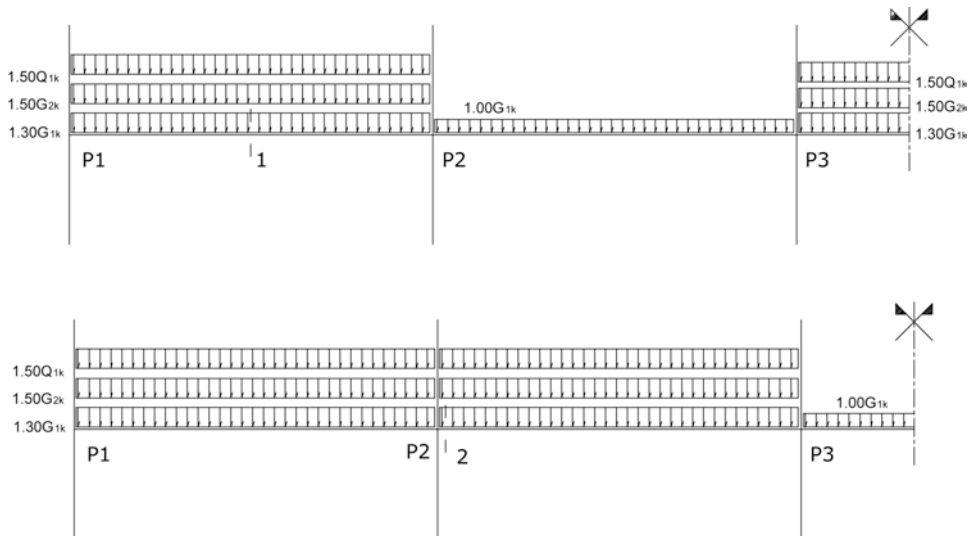


Figura 14.3 Schema di carico per la determinazione delle massime sollecitazioni flettenti (SLU) nelle sezioni 1 e 2 della trave P1-P6.

Nella figura 14.4 è illustrato il diagramma dell'involuppo dei momenti flettenti che sollecitano la trave in esame, per le combinazioni di carico illustrate nella figura 14.3.

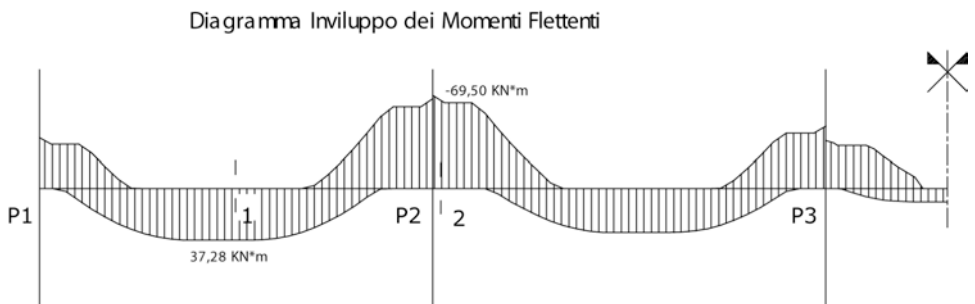


Figura 14.4 Diagramma involuppo dei momenti flettenti SLU.

Come evidenziato nella figura la sollecitazione flettente massima che impegna le sezioni 1 e 2 vale rispettivamente:

$$M_{sd1} = 37.28 \text{ kNm}$$

$$M_{sd2} = -69.50 \text{ kNm}$$

Si eseguono dapprima le verifiche relative alla sezione 1, che si ipotizza armata con 2 barre $\phi 14$ in acciaio B450C, disposte simmetricamente ai due lembi inferiore e superiore, come illustrato nella figura 14.5 seguente.

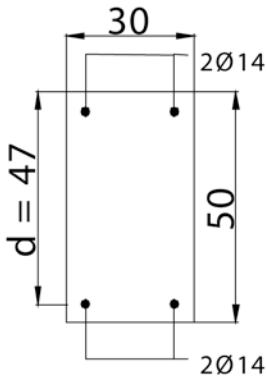


Figura 14.5 Armatura della sezione 1.

Con le caratteristiche geometriche e meccaniche assegnate per la sezione in studio, seguendo le comuni regole di calcolo per lo stato limite ultimo per presso-flessione, integrate dalle indicazioni di cui al paragrafo 8 della Parte I, si determina il dominio resistente della sezione, illustrato nella figura 14.6, nella quale è anche rappresentato il punto corrispondente allo stato di sollecitazione in esame.

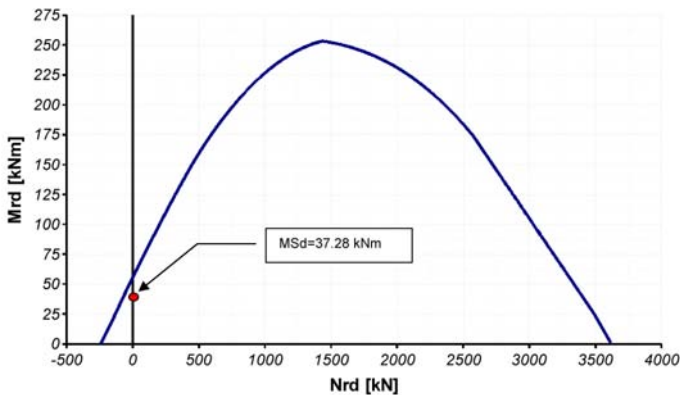


Figura 14.6 Dominio di resistenza per la sezione 1.

Nel caso specifico la rottura interviene in modalità duttile nel campo 2, per raggiungimento della deformazione limite per l'acciaio teso, pari al 10‰, con acciaio superiore sollecitato ancora in campo elastico, mentre la massima deformazione dal lato del calcestruzzo compresso vale 0.75‰.

L'asse neutro dista 3.3 cm dal lembo superiore compresso, mentre la risultante delle compressioni C , che per l'equilibrio interno alla sezione eguaglia la risultante delle trazioni T , vale $C=T=120$ kN. La risultante delle compressioni dista circa 1,1 cm dal lembo superiore compresso e, quindi, il braccio delle forze interne si determina in $z=47-1,1=45,9$ cm, da cui, finalmente si può calcolare il valore del momento resistente $M_{rd}=C*z=T*z=0.459 \times 120=55.1$ kNm. La sezione risulta verificata.

Per la sezione 2, geometricamente identica alla sezione 1, sollecitata da un momento flettente di valore pari a circa $M_{sd} = -69,50$ kNm, si ipotizza l'armatura illustrata nella figura 14.7 seguente, costituita da 2 barre $\phi 14$ al lembo inferiore e 3 barre $\phi 14$ al lembo superiore teso.

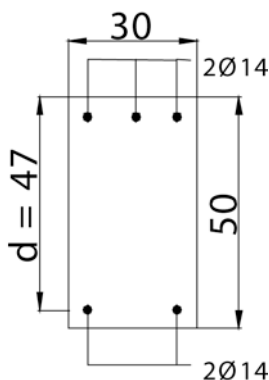


Figura 14.7 Armatura della sezione 2.

Seguendo un procedimento analogo al precedente si determina la configurazione critica per flessione della sezione in esame, che è caratterizzata dai parametri seguenti:

- Distanza dell'asse neutro dal lembo compresso (inferiore) $x=4,5$ cm
 - Deformazione limite per l'acciaio teso = 10‰
 - Deformazione limite per il calcestruzzo al lembo compresso = 1,06‰
 - Risultante delle compressioni C = risultante delle trazioni $T = 181,6$ kN
 - Distanza della risultante delle compressioni dal lembo compresso = 1,5 cm
 - Braccio delle forze interne $z=47-1,5=45,5$ cm
 - Momento resistente $M_{rd} = C \cdot z = T \cdot z = 82,6$ kNm $> |M_{sd2}| = 67,28$ kNm.
- La sezione risulta verificata.

Si osserva che la crisi della sezione interviene ancora nel campo di rottura n. 2, ed è caratterizzata dal raggiungimento della deformazione limite per l'acciaio teso, posta pari al 10‰. La rottura è quindi di tipo duttile.

Come già nel paragrafo 13.2, appare utile confrontare i valori dei momenti ultimi delle due sezioni appena studiate, con i corrispondenti valori che si sarebbero ottenuti per due sezioni geometricamente identiche, realizzate con un calcestruzzo ordinario di pari classe di resistenza e dotate delle stesse armature. Vista la modalità di rottura di entrambe le sezioni, che interviene dal lato acciaio, i due valori delle caratteristiche resistenti sarebbero stati

esattamente uguali a quelli trovati per il calcestruzzo leggero (cfr. § 12.2 figura 12.6).

Ciò che avrebbe subito qualche variazione, al contrario, sarebbero state le caratteristiche di sollecitazione delle travi, a seguito dell'aumentata incidenza del peso proprio del calcestruzzo, che sarebbe passato alla massa volumica di 2500 kg/m^3 .

A titolo di esempio, il valore della massima sollecitazione flettente in campata nella sezione 1 sarebbe divenuta $M_{sd1} = 40,9 \text{ kNm}$, che risulta maggiore di circa il 10% rispetto alla corrispondente caratteristica di sollecitazione relativa al caso di calcestruzzo leggero.

La circostanza sopra evidenziata, che porta a limitati scostamenti nel dimensionamento delle sezioni della trave nel semplice esempio illustrato, può divenire invece causa di un rilevante risparmio di armatura nel caso di costruzioni in zona sismica, dove l'utilizzo del calcestruzzo leggero offre vantaggi sia in termini di riduzione delle sollecitazioni flettenti indotte dai carichi verticali, sia per la riduzione delle sollecitazioni flettenti indotte dalle azioni sismiche orizzontali, che, come noto, sono funzione anche della massa delle membrature investite dall'azione sismica.

[Stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti](#)

Sempre seguendo l'esempio seguito sin qui, si vuole ora dimensionare l'armatura necessaria per verificare le sezioni 1 e 2 nei confronti delle sollecitazioni taglianti.

Il diagramma involuppo del taglio ultimo, calcolato con riferimento alle combinazioni di carico definite più sopra è riportato nella figura 14.8.

Diagramma Inviluppo del Taglio

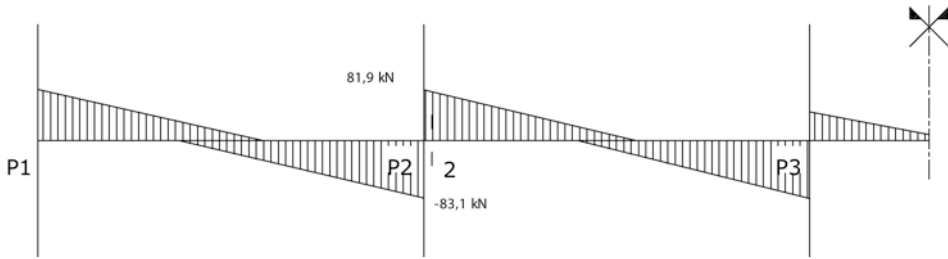


Figura 14.8 Diagramma involuppo del Taglio.

La sollecitazione tagliante attinge il suo valore estremo nella sezione 2 e vale $V_{sd} = -83,1$ kN.

Si ipotizza di disporre staffe verticali $\phi 8$ a passo 15 cm; l'acciaio sia B450C. La sezione è illustrata nella figura 14.9.

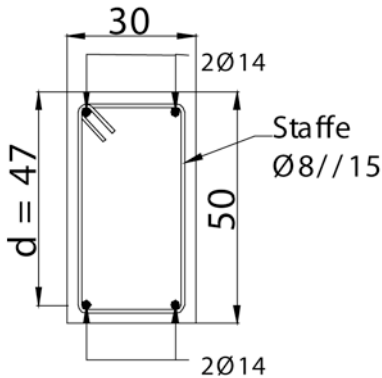


Figura 14.9 Armatura longitudinale e a taglio della sezione 2.

Si rammenta che la resistenza al taglio del concio di trave è il più piccolo dei due seguenti valori, corrispondenti rispettivamente al raggiungimento della crisi delle armature a taglio ed alla crisi per compressione delle bielle compresse (cfr. § 12):

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 \frac{f_{lcd}}{(\cot\theta + \tan\theta)}$$

delle quali la prima esprime il raggiungimento del limite per collasso delle armature tese, mentre la seconda il collasso delle bielle compresse in calcestruzzo.

Per il significato della notazione utilizzata si rinvia al paragrafo 8.5 della Parte I. Nel caso in esame si assume che le bielle in calcestruzzo siano inclinate dell'angolo $\theta=45^\circ$ sull'orizzontale.

Nel caso in studio le grandezze che compaiono nelle due espressioni assumono i valori seguenti:

$$A_{sw}=1,01 \text{ cm}^2$$

$$s=15 \text{ cm}$$

$$z=0,9d = 0,9 \times 47 = 42,3 \text{ cm}$$

$$f_{ywd} = f_{yd}/\gamma_s = 450/1,15 = 391 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha_{cw}=1,0$$

$$b_w=30 \text{ cm}$$

$$v_1=0,374$$

$$f_{lcd}=22,67 \text{ N/mm}^2.$$

Sostituendo si ottiene:

$$V_{Rd,s}=110,9 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max}=538,1 \text{ kN}$$

Se ne deduce che la crisi interviene per plasticizzazione delle bielle tese del traliccio, e quindi per superamento del limite elastico dell'acciaio delle staffe. Il valore del taglio resistente è, quindi, $V_{Rd,s}=110,9 \text{ kN} > V_{Sd}=83,1 \text{ kN}$; la sezione risulta verificata.

Si deve poi verificare che il corrente teso del traliccio di Mörsch, costituito dall'armatura posta al lembi inferiore della trave, sia in grado di sostenere una forza, aggiuntiva rispetto a quella risultante dal calcolo per flessione, pari a:

$$\Delta F_{td} = 0,5 V_{Ed} (\cot \theta - \cot \alpha)$$

in cui, essendo :

$$V_{Ed} = 80,0 \text{ kN}$$

$$\cot \theta = 1,0$$

$$\cot \alpha = 0,0$$

$$\text{risulta } \Delta F_{td} = 0,50 \times 80,0 = 40 \text{ kN.}$$

L'armatura prevista al limbo inferiore sezione è costituita da 2 barre $\phi 14$, che risultano impegnate a compressione. Il valore della tensione nelle barre per effetto della trazione provocata dalla forza ΔF_{td} vale $\Delta \sigma_{td} = 86 \text{ N/mm}^2$, che è abbondantemente inferiore alla tensione limite di calcolo, che vale $f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$.

Nelle sezioni dove la sollecitazione tagliante diminuisce, poste in prossimità della mezzeria della trave, si dovrà disporre una staffatura minima in accordo con le Norme Tecniche vigenti. L'Eurocodice 2, attraverso l'Annesso Nazionale suggerisce di disporre staffatura ad un passo non maggiore di $0,75d$ e, comunque, inferiore a 300 mm.

Nel caso in esame, secondo le indicazioni di cui sopra, essendo $d = 47 \text{ cm}$, nel tratto centrale della trave, il passo massimo delle staffe può essere assunto pari a 300 mm.

Si osserva che la limitazione richiamata è valida al di fuori delle cosiddette "zone critiche" della trave e per costruzioni non interessate dall'azione sismica. In quest'ultimo caso possono essere prescritte limitazioni più stringenti.

Stati limite di esercizio

Si vuole ora affrontare l'analisi della travatura P1-P6 sin qui esaminata, ai fini delle verifiche di esercizio ed in particolare:

- verifica delle tensioni;
- verifica della fessurazione;
- verifica della deformabilità.

Verifica delle tensioni in esercizio

Come illustrato nel precedente paragrafo 13.1, si tratta di esaminare lo stato di sollecitazione della trave per effetto delle combinazioni di azioni caratteristica e quasi permanente e di verificare che lo stato tensionale nei materiali risulti contenuto entro valori prefissati.

Le ipotesi che si formulano per il calcolo sono le seguenti:

- calcestruzzo e acciaio sono in campo elastico lineare;
- le sezioni si mantengono piane;
- il calcolo è riferito a sezioni interamente reagenti se la massima tensione di trazione nel calcestruzzo non eccede il limite f_{lctm} , a sezioni parzializzate nel caso contrario;
- si adotta un coefficiente di omogeneizzazione delle armature, variabile in funzione della natura dei carichi agenti.

Dato che di sovraccarichi variabili ve ne è solamente uno, le combinazioni agli stati limite di esercizio si riducono ad una per ciascun tipo e sono espresse dalle relazioni riportate nel capitolo 14.1. Nella figura 14.10 sono riportati i diagrammi delle sollecitazioni flettenti per la combinazione rara, frequente e quasi permanente. A titolo di esempio si procede al calcolo delle tensioni che competono al calcestruzzo compresso e all'acciaio teso nella sezione n. 1 di mezzeria della prima campata P1-P2.

Diagramma dei Momenti Flettenti per la Combinazione Rara

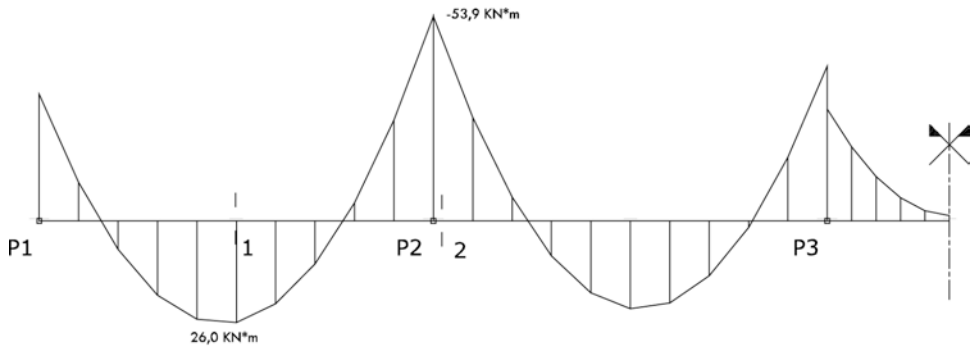


Diagramma dei Momenti Flettenti per la Combinazione Frequente

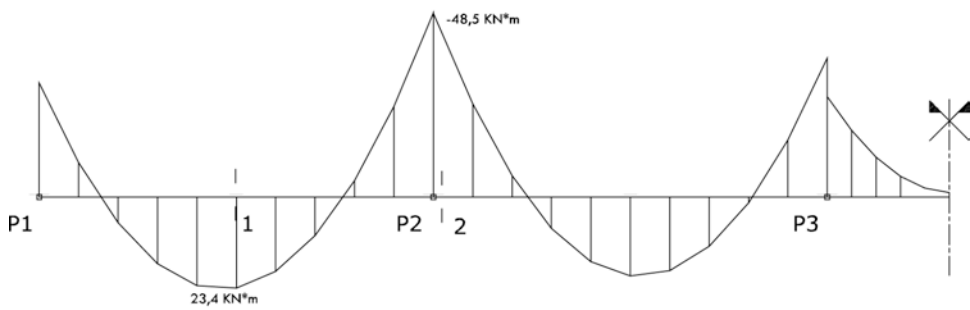


Diagramma dei Momenti Flettenti per la Combinazione Quasi Permanente

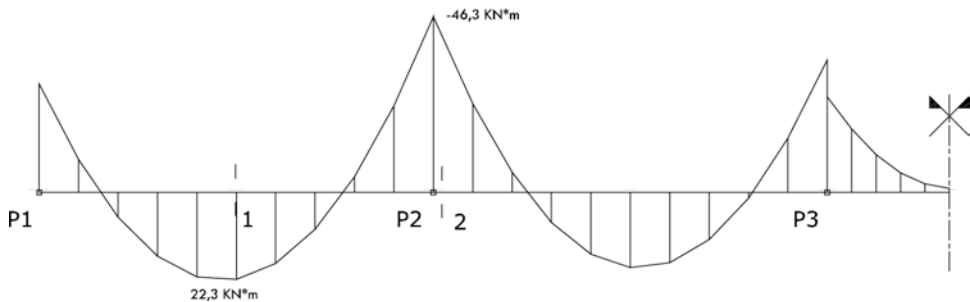


Figura 14.10 Sollecitazioni flettenti nella trave P1-P6 per le combinazioni SLE.

La minima tensione di compressione nel calcestruzzo dovrà essere limitata come segue (cfr. § 14.1):

- 1) $\sigma_c^{\min} \geq 0.5 f_{ck}$ per la combinazione rara.
- 2) $\sigma_c^{\min} \geq 0.4 f_{ck}$ per la combinazione quasi permanente

Mentre, la massima sollecitazione di trazione nelle barre di acciaio non dovrà superare il limite (cfr. § 14.1):

3) $\sigma_s^{\max} \leq 0.7 f_{yk}$ per la combinazione di azioni caratteristica (o rara), con azioni di natura statica.

Si dovrà innanzitutto valutare se le sollecitazioni in esame ingenerano nella sezione tensioni di trazione nel calcestruzzo, che superano il limite della resistenza a trazione di calcolo, che per il conglomerato in studio vale $f_{ctd}=1,2 \text{ N/mm}^2$. Nel caso in cui ciò non accada, il calcolo delle tensioni nei materiali può eseguirsi con riferimento alla sezione interamente reagente; nel caso contrario si farà riferimento alla sezione fessurata.

Nel calcolo del momento d'inerzia della sezione (sia interamente reagente che fessurata), il valore del coefficiente di omogeneizzazione delle armature α , dipende normalmente dalla natura della combinazione delle azioni e dalla loro durata. In particolare, per il calcestruzzo in esame, per α si può assumere il valore $\alpha=15$ per carichi di lunga durata (combinazione quasi permanente) e $\alpha=8$ per carichi di breve durata (combinazione rara).

Il momento d'inerzia della sezione 1, pensata interamente reagente, vale rispettivamente:

- 336.348 cm^4 , avendo posto $\alpha=8$;
- 357.215 cm^4 , avendo posto $\alpha=15$.

Ne segue che per la combinazione caratteristica (o rara) la massima tensione di trazione nel calcestruzzo vale:

$$\sigma_{ct} = \frac{M h}{J 2} = 1.93 \text{ N/mm}^2$$

che risulta superiore alla tensione di rottura di calcolo per trazione del calcestruzzo f_{ctd} sopra richiamata. Conseguentemente è necessario riferire il calcolo delle sollecitazioni nel conglomerato e nell'acciaio alla sezione parzializzata.

Considerazioni del tutto analoghe valgono per il controllo della massima tensione di compressione (in valore assoluto) nel calcestruzzo, per effetto della combinazione di azioni quasi permanente.

In questo caso si dovrà far riferimento al momento di inerzia ottenuto assumendo $\alpha=15$. Reiterando i calcoli si trova, questa volta, $\sigma_{ct}=1.6$ N/mm², anch'essa superiore al limite della resistenza a trazione di calcolo.

Per determinare il momento d'inerzia della sezione parzializzata, si deve innanzitutto calcolare la distanza dell'asse neutro dal lembo maggiormente compresso della sezione.

Come noto, nel caso di flessione pura, questa rimane definita uguagliando a zero il momento statico della sezione omogeneizzata in solo calcestruzzo, calcolato rispetto allo stesso asse neutro.

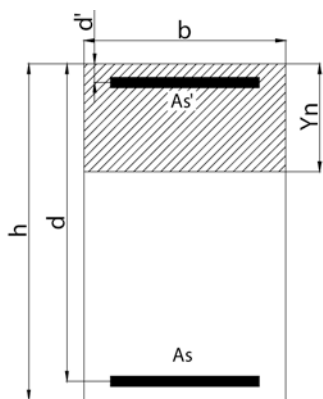


Figura 14.11 Sezione trasversale della trave – notazione per il calcolo della posizione dell'asse neutro y_n .

Per la sezione di figura 4.11 la condizione espressa conduce alla:

$$S_{y_n} = -\frac{by_n^2}{2} + \alpha A_s (d - y_n) + \alpha A_s' (d' - y_n) = 0$$

Nota la posizione dell'asse neutro si può calcolare il momento d'inerzia della sezione parzializzata e, finalmente le tensioni nei materiali.

Dai calcoli risultano le grandezze seguenti:

- $Y_n = 8.5$ cm, avendo posto $\alpha = 8$, da cui $J^* = 43.409$ cm⁴;
- $Y_n = 9.7$ cm, avendo posto $\alpha = 15$, da cui $J^* = 75.470$ cm⁴

Per la combinazione caratteristica si ottiene:

$$\sigma_{\min} = -5.1 \text{ N/mm}^2 > -0.5 f_{ck} = -20 \text{ N/mm}^2;$$

$$\sigma_{\max} = 185.0 \text{ N/mm}^2 < 0.7 f_{yk} = 315 \text{ N/mm}^2;$$

Per la combinazione quasi permanente si ottiene:

$$\sigma_{\min} = -2.9 \text{ N/mm}^2 > -0.4 f_{ck} = -16 \text{ N/mm}^2.$$

$$\sigma_s = 11.0 \text{ N/mm}^2$$

Verifica della fessurazione

Si ipotizza innanzitutto che per la struttura in esempio si possa assumere la classe di esposizione X0, cui corrisponde (vd. tabella 13.1) l'ampiezza massima della fessurazione tollerabile, in condizioni quasi permanenti, $w_{\max} = 0.4$ mm.

La prima verifica da compiere è il confronto della quantità armatura presente nella zona tesa della sezione con il quantitativo minimo comunque prescritto.

La determinazione del quantitativo minimo di armatura ($A_{s,\min}$) discende da considerazioni di equilibrio tra la forza di trazione al limite dello snervamento delle barre nella zona tesa della trave e della

forza conseguente alla incipiente fessurazione dell'area di calcestruzzo efficace ai fini della distribuzione delle tensioni di aderenza (A_{ct}), secondo l'espressione seguente:

$$A_{s,\min} \sigma_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct}$$

In cui i coefficienti k_c e k , per la sezione 1 della trave in esame valgono (vedasi il paragrafo 7.3.2 dell'Eurocodice 2):

$$k_c = 0.4$$

$$k = 0.86$$

da cui, essendo $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3.1 \text{ N/mm}^2$, $A_{c,eff} = 75 \times 300 \text{ mm} = 22500 \text{ mm}^2$

$$A_{s,\min} = 61 \text{ mm}^2 < A_s = 2\phi 14 = 308 \text{ mm}^2.$$

Una volta controllato che l'armatura presente nella parte tesa della sezione sia superiore al valore minimo prescritto si tratta di verificare che l'ampiezza massima delle fessure, che si potranno manifestare per combinazioni di azioni di tipo quasi permanente, non ecceda il limite prefissato.

Seguendo le indicazioni contenute nel capitolo 7, paragrafo 7.3.4 dell'Eurocodice 2, la formulazione per il calcolo dell'ampiezza caratteristica di fessurazione è la seguente:

$$w_k = s_{r,\max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

in cui:

$s_{r,\max}$ è il massimo interasse tra le lesioni;

ϵ_{sm} è il valor medio della deformazione nell'acciaio per la combinazione di azioni in esame, che tiene in conto gli effetti del *tension stiffening*;

ϵ_{cm} è il valor medio della deformazione nel calcestruzzo compreso tra le lesioni.

L'Eurocodice 2 fornisce la seguente espressione, che consente una stima della quantità ($\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$).

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - \frac{k_t f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

essendo:

$\sigma_s=11,0$ N/mm² la tensione nell'acciaio calcolata in sezione parzializzata nella combinazione quasi permanente, per la quale si rammenta che la distanza dell'asse neutro dal lembo superiore compresso vale $Y_n=9,7$ cm;

$\alpha_e=15$ il rapporto tra i moduli elastici dei due materiali;

$\rho_{p,eff}$ è il rapporto geometrico di armatura rispetto all'area efficace del calcestruzzo nella zona tesa, che in assenza di precompressione, come nel caso in esame, vale $A_s/A_{c,eff}=0,01369$;

k_t è un fattore funzione della durata del carico, per carichi di lunga durata (quasi permanenti) assume il valore $k_t=0,4$

$$f_{ct,eff}=f_{lctd}=1,2 \text{ N/mm}^2$$

Sostituendo i valori si ottiene

$$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm} = 0,000165 > 0.6 \sigma_s/E_s$$

Per la definizione della distanza massima tra le fessure l'Eurocodice 2 fornisce due formulazioni alternative in funzione della spaziatura media delle barre presenti all'interno dell'area efficace. Se la spaziatura è sufficientemente piccola, ovvero $\leq 5(c + \phi / 2)$, essendo ϕ il diametro delle barre e c il copriferro (che nel caso in esame è

assunto pari a 3 cm), il valore di $s_{r,max}$ è dato dalla espressione seguente:

$$s_{r,max} = 3,4c + 0,425k_1k_2 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}}$$

nella quale, oltre ai simboli già definiti in precedenza, k_1 e k_2 sono dei coefficienti, di cui il primo è funzione del grado di aderenza offerto dalle armature ($k_1=0,8$ per barre ad aderenza migliorata e $k_1=0,6$ per barre lisce), mentre k_2 è funzione del tipo di sollecitazione che interessa la membratura ($k_2=0,5$ per flessione e $k_2=0,1$ per trazione pura).

Nel caso di interesse tra le barre superiore al limite, l'Eurocodice 2 suggerisce l'espressione $s_{r,max}=1,3(h-y_n)$ per il calcolo della distanza tra le fessure.

Nell'esempio in esame, che si riferisce al caso delle sollecitazioni quasi permanenti nella sezione 1, armata come in figura 14.6, le due barre $\phi 14$ al lembo inferiore, disposte all'interno dell'area efficace (estesa per un'altezza di 75 mm a partire dal lembo teso), sono poste ad interesse pari a circa 23 cm, che risulta superiore al limite di cui sopra, che vale 18,5 cm.

In questo caso, vi sono due possibilità di verifica:

1. verificare che l'apertura w_k della fessura, conseguente alla nuova spaziatura $s_{r,max}$ delle fessure, calcolata come $s_{r,max}=1,3(h-y_n)=1,3(50-9,7)=52,4$ cm soddisfi comunque la limitazione posta per w_{max} in ragione della classe di esposizione assunta;
2. modificare la disposizione delle barre all'interno dell'area efficace, utilizzando più barre, di diametro inferiore alle precedenti, ma spaziate in modo da minimizzare la quantità $s_{r,max}$.

Nel caso in studio, mantenendo l'armatura della sezione 1 come in figura 14.5 si ottiene:

$$w_k = s_{r,max}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 524 \times 0,000615 = 0,32 \text{ mm} < 0,4 \text{ mm}$$

La verifica risulta soddisfatta.

A questo punto vale la pena osservare che l'influenza dei parametri legati alla spaziatura delle barre non è affatto trascurabile. Sempre per la sezione in esempio, se in essa le due barre $\phi 14$ fossero state disposte ad interasse inferiore ai 18,5 cm calcolati, si sarebbe avuto $s_{r,max} = 30 \text{ cm}$, da cui $w_k = 0,18 \text{ mm}$.

Come si vede il raffittimento delle barre conduce ad un sensibile effetto sulla riduzione dell'ampiezza di fessurazione, che nel caso di edifici in classi di esposizione più severe o per membrature soggette a stati di sollecitazione più impegnativi, potrebbe risultare determinante nel dimensionamento delle sezioni. E' ovvio che l'aggiornamento dell'armatura in seguito a questa verifica avrebbe comportato la reiterazione delle verifiche precedenti si qui condotte sia allo SLU che agli SLE.

Verifica della deformabilità

Come illustrato più sopra al paragrafo 13.3 le verifiche di deformabilità possono essere omesse se la membratura in esame soddisfa delle opportune limitazioni relative al rapporto L/d tra luce e altezza utile della sezione. Se tali limitazioni non risultassero rispettate, si dovrà procedere al calcolo diretto della deformazione della membratura, tenendo opportunamente conto della riduzione di rigidezza dei conci fessurati.

L'espressione per il calcolo della rapporto limite L/d , al di sotto del quale si possono assumere automaticamente soddisfatte le verifiche di deformabilità è riportata al punto 7.4.2 dell'Eurocodice 2; tale espressione, nel caso dei calcestruzzi leggeri (vedi Parte I par. 8.10) deve ulteriormente essere moltiplicata per il coefficiente di riduzione $\eta_E^{0,15}$, essendo $\eta_E=(\rho/2200)^2$ funzione della massa volumica del calcestruzzo.

Il valore inferiore del rapporto limite L/d è dato dalla:

$$\frac{L}{d} = \eta_E^{0,15} K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{lck}} \frac{\rho}{\rho_0} + 3,2 \sqrt{f_{lck}} \left(\frac{\rho}{\rho_0} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] = 101,2$$

che rimane valida per $\rho \leq \rho_0$, essendo, per la campata di trave cui appartiene la sezione 1 in studio:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0022$$

$$\rho_0 = 10^{-3} \sqrt{f_{lck}} = 0,006$$

$$K=1,3$$

$$\eta_E^{0,15}=0,94$$

Il rapporto L/d per la campata in esame vale

$$L/d=500/47=10,6 \ll L/d_{\text{limite}}$$

Non sono pertanto necessarie ulteriori verifiche di deformabilità.

14.2 Soletta in Calcestruzzo leggero strutturale su lamiera grecata.

Si vuole ora affrontare il calcolo di verifica di una soletta composta in acciaio e calcestruzzo leggero strutturale, da utilizzarsi per la realizzazione di un solaio impostato su travi in acciaio, quale quello illustrato nella figura 14.12.

La verifica delle travi in acciaio del solaio esula dallo scopo del presente esempio e viene trascurata.

Si ipotizza che il solaio che si vuole realizzare sia destinato a sostenere i carichi descritti nelle tabelle 14.3 e 14.4.

Soletta nervata in calcestruzzo (LWAC D1,8) (*)	673 cm ² /m /10000x1850=	1,25 (1.31) (**)	kN/m ²
Lamiera s=1,0 mm		0,10	kN/m ²
Totale		1,35	kN/m²

Tabella 14.3. Stima del peso proprio del solaio G1k

(*) Per la lamiera grecata in esame, l'area di calcestruzzo (per $h_c=40\text{mm}$) vale 673 cm²/m.

(**) Per il calcestruzzo fresco si assume la massa volumica di 19,50 kN/m³, per tenere conto della presenza dell'acqua di impasto non ancora evaporata (cfr. EN 1991-1-1 tab. A.1).

Massetto s=8 cm ($\rho=1000\text{ kg/m}^3$)	1000x0,08	0,80	kN/m ²
Tramezzatura in carton-gesso ($p=0,80\text{kN/m}^2$)		0,40	kN/m ²
Pavimento		0,40	kN/m ²
Controsoffitto in carton-gesso		0,15	kN/m ²
Totale carico permanente portato		1,75	kN/m²

Tabella 14.4. Stima del carico permanente portato G2k

Si ipotizza, inoltre, che il solaio sia per ambienti ad uso abitativo, per i quali $Q_{1k}=2,0 \text{ kN/m}^2$.

In fase di getto della soletta si assume di avere un carico uniformemente ripartito variabile, dovuto al personale che esegue il getto, ed alle attrezzature di cantiere pari a $Q_{2k}=1,0 \text{ kN/m}^2$.

Per le regole di combinazione dei carichi per il calcolo delle sollecitazioni nelle varie condizioni di verifica (SLU e SLE) valgono le indicazioni fornite in relazione all'esempio precedente per la trave.

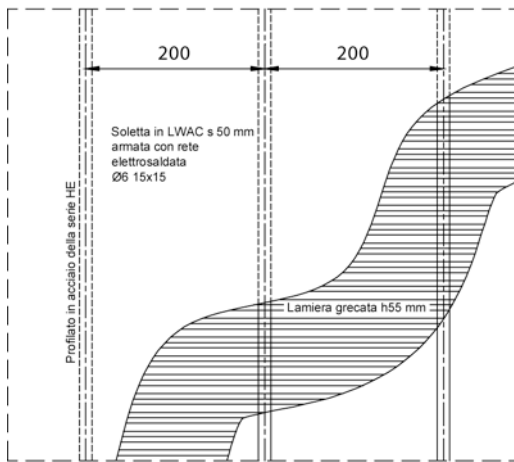


Figura 14.12. Solaio con soletta composta acciaio calcestruzzo leggero.

Il calcestruzzo sia del tipo C2, caratterizzato dalle proprietà meccaniche definite al paragrafo 12, che possono essere sintetizzate nelle seguenti:

- $f_{lck}=340 \text{ N/mm}^2$
- $\rho=1800 \text{ kg/m}^3$, nei calcoli inerenti la valutazione del peso proprio delle del conglomerato si assumerà $\rho=1850 \text{ kg/m}^3$
- $\eta_1=0,891$
- $\eta_E=0,669$
- $E_c=23.600 \text{ N/mm}^2$.

Si supponga poi che le caratteristiche geometriche della sezione trasversale corrente della soletta composta siano quelle schematizzate nella figura 14.13, mentre il dettaglio della sezione trasversale della lamiera grecata isolata, limitatamente allo spazio compreso tra due nervature, sia quello illustrato nella figura 14.14, dove è mostrata anche la sezione lorda equivalente della stessa porzione di lamiera, attraverso la quale risulta più agevole la determinazione delle caratteristiche geometriche della sezione lamiera.

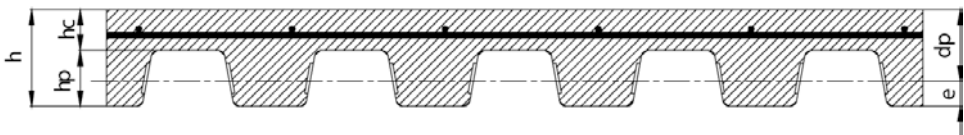


Figura 14.13. Sezione della soletta.

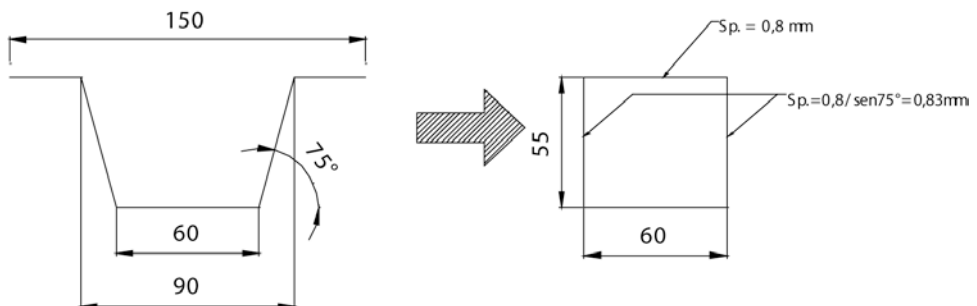


Figura 14.14. Sezione di dettaglio della lamiera grecata.

La lamiera grecata sia in acciaio S320, caratterizzato dalla tensione di snervamento $f_{ypk}=320 \text{ N/mm}^2$ e dalla tensione di snervamento di calcolo $f_{ypd}=f_{ypk}/\gamma_{M0}=320/1,05=305 \text{ N/mm}^2$.

La lamiera abbia altezza di $h_p=55 \text{ mm}$ e spessore di $0,8 \text{ mm}$. Per i dati geometrici ci è riferiti a valori di catalogo per prodotti in commercio, espressi con riferimento alla larghezza di 1 m di lamiera.

$$A_p=1247 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$e=27,5$ mm (distanza del baricentro della sezione trasversale della lamiera dal suo lembo inferiore), da cui discende che l'altezza utile della sezione d_p vale 67,5 mm.

$I_p=637.433$ mm⁴/m (momento d'inerzia baricentrico)

$W=23.180$ mm³/m (modulo di resistenza riferito all'asse baricentrico)

La lamiera si suppone dotata di risalti, ottenuti per deformazione a freddo, tali da garantire un'adeguata trasmissione delle tensioni tangenziali tra calcestruzzo e acciaio. In particolare si assume che il grado di interconnessione tra i due materiali sia tale da rendere lecita l'ipotesi di piena connessione a taglio (tale assunzione dovrà essere adeguatamente verificata, cfr. la verifica di scorrimento riportata più avanti), in questo modo si evita la disposizione di ulteriori dispositivi di connessione, quali pioli o altro in corrispondenza degli appoggi.

L'altezza complessiva della soletta composta sia $h=95$ mm; conseguentemente lo spessore della soletta in calcestruzzo al di sopra delle nervature vale $h_c=h-h_p=40$ mm.

Superiormente alla lamiera si dispone un'armatura in acciaio B450C, costituita da una rete elettrosaldata $\phi 6$ con maglie quadrate di 15 cm di lato.

In merito allo schema di vincolo della soletta, si ipotizzano due condizioni distinte:

- nella fase di getto si assume che vengano posati pannelli di lamiera di lunghezza pari a 4 m, e che questi si comportino come travi su tre appoggi, posti alla distanza di 2 m l'uno dall'altro;

- nella fase di esercizio, con calcestruzzo indurito, si assume, per esigenze connesse alla semplicità di realizzazione della soletta, che questa sia semplicemente appoggiata sulle travi di sostegno.

Le modalità di calcolo e verifica delle membrature sono anch'esse distinte nella due fasi:

- nella prima fase, con calcestruzzo fresco, la lamiera grecata è l'unico elemento resistente; i criteri di calcolo e verifica delle sollecitazioni sono contenuti nell'Eurocodice 3 EN 1993 parte 1-3 [32], e parte 1-5 [33] per ciò che riguarda le verifiche di instabilità locale delle lamiere sottili;
- nella seconda fase, l'elemento resistente è la struttura composta acciaio-calcestruzzo, per il cui dimensionamento ci è riferiti al capitolo 9 dell'Eurocodice 4, EN 1994 parte 1-1 [31].

Si rinvia agli Eurocodici 3 e 4 per un più completo esame dei criteri di calcolo e verifica nonché per l'analisi dettagliata delle disposizioni inerenti i particolari costruttivi. Qui di seguito ci si limiterà alla sola illustrazione degli aspetti che sono ritenuti utili per lo scopo del presente fascicolo.

Appare utile sottolineare che i riferimenti normativi citati conducono a verifiche che sono in linea con le più recenti disposizioni della normativa tecnica italiana.

[Verifiche in fase 1 – realizzazione dei getti](#)

In questa fase si dovrà verificare che la lamiera sia in grado di resistere alle sollecitazioni derivanti dall'applicazione su di essa dei

sovraccarichi permanenti, costituiti, oltre che dal peso proprio della lamiera stessa, dal peso proprio del calcestruzzo fresco e variabili, derivanti dalla presenza del personale addetto al getto del calcestruzzo, nonché dalle attrezzature di cantiere.

La combinazione di carico per la verifica allo SLU della lamiera in questa fase è la seguente:

$$q_d = 1,30 \times 0,10 + 1,5 \times 1,31 + 1,5 \times 1,0 = 3,6 \text{ kN/m}^2$$

I diagrammi delle sollecitazioni flettenti e taglianti che agiscono sul generico pannello di larghezza unitaria, disposto su tre appoggi è rappresentato nella figura 14.15.

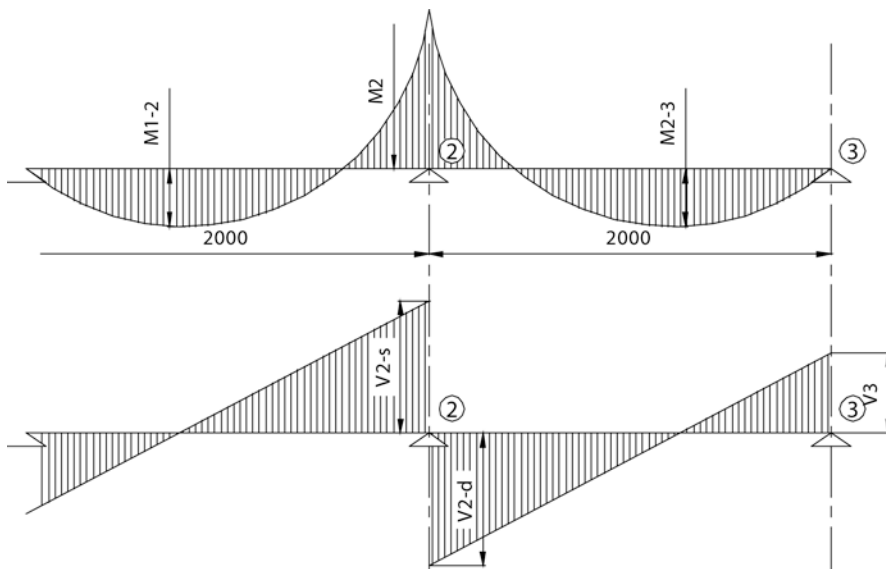


Figura 14.15 Diagrammi del momento flettente e del taglio agenti allo SLU nella fase di getto della lamiera.

Le sollecitazioni, riferite ad una striscia di lamiera larga 1 m, valgono:

$$M_{1-2} = M_{2-3} = 1,00 \text{ kNm/m}$$

$$M_2 = -1,80 \text{ kNm/m}$$

$$V_1 = -V_3 = 2,70 \text{ kN/m}$$

$$V_{2s} = -V_{2d} = -4,50 \text{ kN/m}$$

Verifica flessionale SLU durante il getto del conglomerato (sezione sull'appoggio centrale)

Si prende in esame dapprima la sezione sull'appoggio centrale, sollecitata dal momento negativo M_2 .

La sezione resistente della sola lamiera è di classe 4, secondo la classificazione data dall'Eurocodice 3, si tratta cioè di sezioni in parete sottile, per le quali sono possibili fenomeni di instabilità delle pareti anche in campo elastico, e per le quali la verifica deve essere condotta con riferimento alla sezione efficace e non già alla sezione lorda.

La sezione efficace, secondo le regole definite dall'Eurocodice 3, parte 1-5, è ottenibile dalla somma dei contributi della flangia compressa, della flangia tesa e delle pareti della sezione.

Nel caso in esame si trova che la sezione efficace, valutata per la porzione di lamiera compresa tra due nervature successive, è illustrata nella figura 14.16, con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- $A_{l,eff}=164 \text{ mm}^2$;
- $Y_{G,sup}=30,9\text{mm}$, distanza del baricentro della sezione efficace dal lembo superiore;
- $I_{l,eff}=74357 \text{ mm}^4$, momento d'inerzia baricentrico della sezione efficace;
- $W_{l,inf}=3085 \text{ mm}^3$, modulo di resistenza inferiore della sezione efficace;
- $W_{l,sup}=2406 \text{ mm}^3$, modulo di resistenza superiore della sezione efficace.

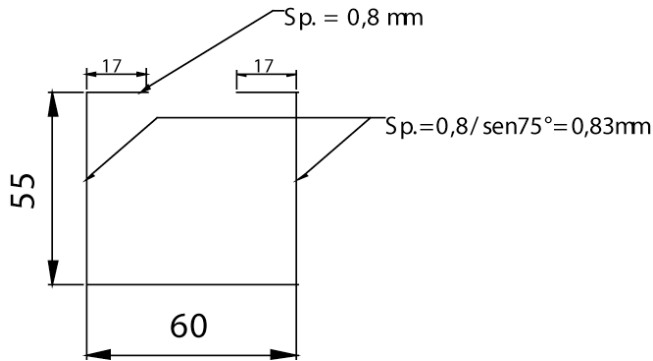


Figura 14.16 Sezione efficace di lamiera compressa tra due nervature successive.

Quindi, con riferimento alla larghezza di 1 m di lamiera:

- $A_{l,eff} = 1093 \text{ mm}^2$;
- $I_{l,eff} = 495713 \text{ mm}^4$;
- $W_{l,inf} = 20569 \text{ mm}^3$;
- $W_{l,sup} = 16040 \text{ mm}^3$.

La verifica della sezione 2 risulta quindi dalla condizione:

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

in cui:

$$M_{Rd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} W_{eff} = \frac{320}{1,05} \frac{16040}{10^6} = 4,88 \text{ kNm/m} > |M_{Ed}| = 1,80 \text{ kNm/m}$$

La verifica è quindi soddisfatta.

[Verifica SLU - taglio durante il getto del conglomerato \(sezione sull'appoggio centrale\)](#)

Si vuole ora verificare la sezione 2, in corrispondenza dell'appoggio centrale, nei confronti dello stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti.

Il taglio di calcolo, riferito 1 m di lamiera, è $V_{2s} = -V_{2d} = 4,50$ kN/m. Per ciascun metro di sviluppo della lamiera si trovano $1000/75 = 13,3$ anime, resistenti a taglio, da cui:

$A_v = 13,3 \times 55 \times 0,8 = 585$ mm², sezione resistente a taglio, per cui risulta:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{310^3}} = 102,9 \text{ kN/m} \gg 4,50 \text{ kN/m}$$

La verifica è ampiamente soddisfatta.

In aggiunta alla precedente sarebbe necessaria la verifica all'instabilità per taglio essendo il profilo dotato di un rapporto tra altezza d'anima e spessore superiore ai limiti ammessi per trascurare tale verifica (cfr. Eurocodice 3, parte 1-3), ma, tenuto conto dell'ampio margine con cui risulta verificata la precedente condizione plastica, si ritiene superflua la verifica di instabilità.

[Verifica di deformazione allo SLE durante il getto del conglomerato](#)

Durante la fase di getto del calcestruzzo, l'Eurocodice 4, come pure le più recenti Norme Tecniche italiane, prescrivono una limitazione alla inflessione massima della lamiera (δ_s) per effetto dell'applicazione dei soli carichi permanenti dovuti al peso proprio del conglomerato: deve risultare $\delta_s < L/180$. Nei casi in cui tale limitazione risulti soddisfatta, è consentito, nelle successive verifiche della soletta composta, trascurare gli effetti dell'accumulo del calcestruzzo nelle zone di maggior inflessione.

Nel caso in esame, per una striscia di lamiera della larghezza di 1 m, ed assumendo, in favore di sicurezza che ai fini della presente verifica la lamiera si comporti come semplicemente appoggiata agli estremi, posti a distanza $L = 2$ m, si ha:

$$q_d = 1,28 \text{ kN/m}$$

$$\delta_s = \frac{5}{384} \frac{q_d L^4}{EJ} = \frac{5}{384} \frac{1,41 \cdot 2000^4}{210000 \cdot 637433} = 2,2 \text{ mm} < \frac{L}{180} = 11,1 \text{ mm}$$

Verifiche in fase 2 – Soletta composta acciaio-calcestruzzo

In questa fase, ad indurimento del calcestruzzo avvenuto, la struttura reagente è costituita dalla soletta composta acciaio-calcestruzzo, illustrata nella precedente figura 14.13.

Come accennato più sopra, in questa fase si assume che la soletta sia semplicemente appoggiata tra due travi metalliche adiacenti, che, lo ricordiamo, sono disposte ad interasse di 2,0 m.

Questa ipotesi è semplificativa non già dei calcoli di verifica che seguono ma, piuttosto, delle fasi di realizzazione della soletta; non sarà necessario, ad esempio, disporre armatura integrativa al lembo superiore della soletta in corrispondenza degli appoggi in quantità tale da rendere soddisfatta la verifica allo SLU per momento negativo di queste sezioni.

A questo proposito sia le Norme Tecniche italiane sia l'Eurocodice 4, suggeriscono di disporre un quantitativo minimo di armatura a momento negativo, in modo da limitare la fessurazione del calcestruzzo; tale quantitativo deve risultare superiore a 0,2% della sezione del calcestruzzo posta al di sopra delle nervature.

Nel caso in esame, avendo disposto all'interno della soletta una rete elettrosaldata a maglia quadrata ϕ 6 passo 15 cm, la condizione di cui sopra è verificata essendo:

$$A_{s,\min} = 0,2 \frac{4 \times 100}{100} = 0,8 \text{cm}^2 < \frac{0,6^2 \pi}{4} \frac{100}{15} = 1,88 \text{cm}^2$$

Si procede ora alla verifica agli SLU per flessione e taglio della membratura; successivamente si opereranno le verifiche agli SLE, che, come verrà meglio illustrato nel seguito, sono sostanzialmente riconducibili alla sola verifica di deformabilità.

Verifica agli SLU

La combinazione dei carichi per stato limite ultimo è la seguente:

$$q_{sd} = 1,30 G_{1k} + 1,50 G_{2k} + 1,50 Q_{1k} = 1,30 \times 1,35 + 1,50 \times 1,75 + 1,50 \times 2,0 = 7,38 \text{ kN/m}$$

Sotto l'ipotesi di campata in semplice appoggio, le sollecitazioni massime valgono:

$$M_{sd} = \frac{q_{sd} L^2}{8} = 3,7 \text{ kNm/m}$$

$$V_{sd} = \frac{q_{sd} L}{2} = 7,38 \text{ kN/m}$$

Verifica per sollecitazioni flettenti

La verifica per sollecitazioni flettenti si conduce valutando il momento resistente plastico della soletta, secondo la teoria delle sezioni composte.

La figura 14.17 illustra lo schema adottato per il calcolo nel caso in cui l'asse neutro attraversi la soletta in calcestruzzo ma non la lamiera.

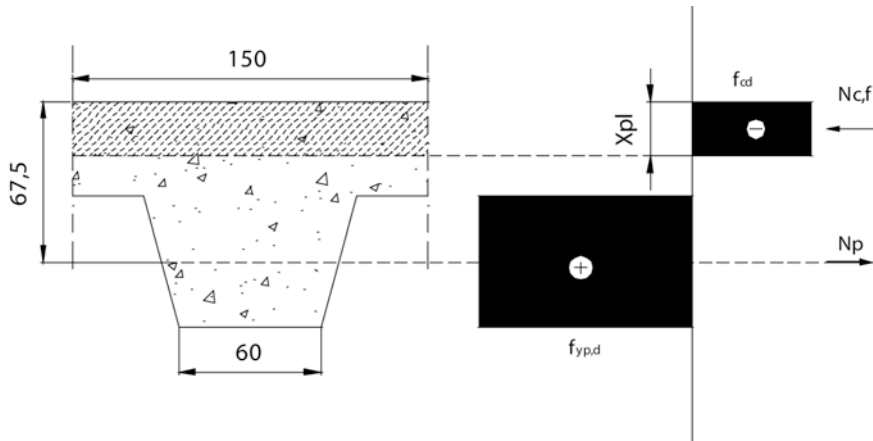


Figura 14.17 Calcolo del momento resistente plastico della soletta

In effetti la distanza dell'asse neutro dal lembo superiore compresso della sezione vale:

$$x_{pl} = \frac{A_p \frac{f_y}{\gamma_{M0}}}{0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} b} = \frac{1247 \frac{320}{1,05}}{0,85 \frac{40}{1,5} 1000} = 16,7 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

In questo caso il momento resistente ultimo della sezione composta è dato da:

$$M_{pl,Rd} = A_p \frac{f_{yp}}{\gamma_{M0}} \times \left(d_p - \frac{x}{2}\right) = 1247 \frac{320}{1,05} \times \left(67,5 - \frac{16,7}{2}\right) \times 10^{-6} = 22,5 \text{ kNm/m} \gg 3,7 \text{ kNm/m}$$

La verifica risulta ampiamente soddisfatta.

[Verifica per sollecitazioni taglianti verticali](#)

In generale la verifica per le sollecitazioni taglianti verticali si conduce con riferimento alla sola parte in calcestruzzo della sezione, facendo riferimento alla formulazione valida per il calcolo del taglio resistente in membrature in c.a. sprovviste di armatura resistente a

taglio (cfr. par. 8.5 della Parte I). In questo caso la sezione di riferimento può essere convenientemente ridotta a quella illustrata nella figura 14.18, ridotta alla sola porzione di soletta compresa tra due nervature successive.

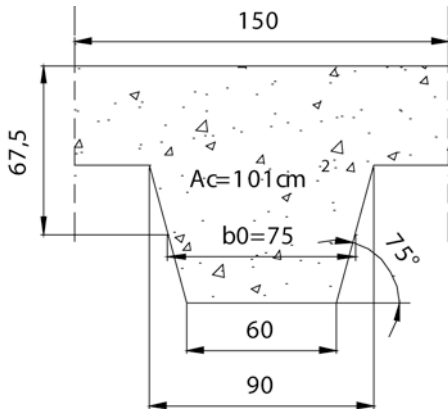


Figura 14.18 Porzione di soletta ai fini delle verifiche per sollecitazioni taglianti

La sollecitazione tagliante competente alla porzione in esame vale:

$$V_{sd}' = V_{sd} \times 15/100 = 1,12 \text{ kN}$$

Il taglio resistente vale:

$$V_{IRd,c} = \left[C_{IRd,c} \eta_1 k (100 \rho_l f_{lck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \geq (v_{l,min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d$$

Da cui, con il significato dei simboli ed i valori delle costanti richiamati al precedente paragrafo 12.3 ed avendo posto:

- $C_{IRd,c} = 0,10$
- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{67,5}} = 2,7 \rightarrow 2,0$

$$- \rho_1 = \frac{A_p}{b_w d} = \frac{187}{75 \times 67,5} = 0,0369 \rightarrow 0,02$$

$$- \eta_1 = 0,4 + 0,6 \rho / 2200 = 0,891$$

si ottiene:

$$V_{Ird,c} = 3,88 \text{ kN} > 1,12 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta.

Verifica per taglio longitudinale (scorrimento tra lamiera e calcestruzzo)

Una delle ipotesi enunciate in premessa riguarda la completa connessione tra calcestruzzo e acciaio, garantita dall'interconnessione meccanica tra i risalti della lamiera e il conglomerato. Affinché questa ipotesi risulti accettabile, è necessario che sia soddisfatta la verifica allo scorrimento o per taglio longitudinale, che secondo l'Eurocodice 4 EN 1994 parte 1-1 [31] può essere condotta attraverso due metodi alternativi: il cosiddetto metodo “*m-k*” o il metodo della tensione di aderenza tangenziale

$\tau_{u,Rd}$.

In entrambi i casi è necessario disporre dei valori delle grandezze *m-k* o $\tau_{u,Rd}$ determinate sperimentalmente per ciascun tipo di lamiera, seguendo le procedure stabilite nell'annesso B all'Eurocodice 4 parte 1-1.

Si deve osservare che l'approccio seguito per la verifica nei confronti della sconnessione tra lamiera e calcestruzzo (taglio longitudinale), appare innovativo per la pratica progettuale sin qui seguita nel nostro Paese, secondo la quale si usava riferirsi a tabelle di carico ammissibile per le solette composte, che venivano generalmente rese

disponibili dai Produttori delle lamiere, al variare della luce della campata e del numero di appoggi su cui riposava la soletta. Di fatto, in dette tabelle, i valori $m-k$ o $\tau_{u,Rd}$ non apparivano esplicitati, ma il limite posto al carico utile era calibrato, oltre che in base al calcolo, anche sui risultati di numerose prove sperimentali.

Con l'avvento degli Eurocodici i Produttori di lamiere grecate stanno iniziando a rendere disponibili i valori dei parametri che caratterizzano il comportamento della soletta composta ai fini della verifica di sconnessione. Alcuni valori si trovano in Letteratura in lavori che trattano l'argomento, principalmente con riguardo alle metodologie di prova per la loro determinazione.

Nel seguito ci si è riferiti a valori dei coefficienti $m-k$ indicati in [36] per una generica lamiera di altezza 55 mm, dotata di risalti rettangolari sulle anime, quale quella cui ci si è sin qui riferiti. E' bene precisare che i valori di m e k qui riportati sono puramente indicativi ed il loro impiego ha il solo scopo di illustrare l'utilizzo della formula per il calcolo del taglio longitudinale resistente. Per applicazioni progettuali sarà necessario avere a disposizione i valori effettivi dei parametri determinati per la lamiera che si intende utilizzare.

La verifica di scorrimento tra lamiera e calcestruzzo, secondo il metodo $m-k$, si può ritenere soddisfatta se il taglio verticale di calcolo V_{Ed} , agente sulla sezione in studio, generalmente limitata ad una porzione di lamiera compresa tra gli interassi di due nervature (vd. Figura 14.18), è inferiore al valore dato dalla formula seguente:

$$V_{Ed} \leq \frac{bd_p}{\gamma_{Vs}} \left(\frac{mA_p}{bL_s} + k \right)$$

in cui:

$$m=178$$

$$k=0,01254$$

A_p è l'area lorda della lamiera in mm^2

b è la larghezza di taglio in mm

d_p è l'altezza utile della sezione in mm

L_s è la luce di taglio, che è funzione del tipo di carico applicato alla soletta.

Nel caso di soletta soggetta a carichi uniformemente ripartiti è pari a $L/4$, essendo L la luce della campata

γ_{vs} è il fattore parziale di sicurezza per lo stato limite ultimo, che può essere assunto pari a 1,25.

Per la soletta in studio si ottiene:

$$V_{Ed}=1,12 \text{ kN}$$

$$V_{Rd}=3,69 \text{ kN} > V_{Ed}$$

La verifica risulta soddisfatta, conseguentemente l'ipotesi fatta in precedenza circa la piena continuità tra lamiera e calcestruzzo è suffragata dal calcolo e non sono necessari ulteriori dispositivi di connessione tra i due materiali, quali pioli o altri tipi di connettori.

[Verifica agli SLE](#)

Per la soletta composta in esame le verifiche agli stati limite di esercizio sono sostanzialmente riconducibili alla sola verifica di deformabilità.

In effetti la verifica di fessurazione non appare rilevante per sollecitazioni flettenti che inducono trazione al lembo inferiore della

soletta, dove la presenza della lamiera garantisce protezione sufficiente contro l'aggressione delle armature.

D'altra parte la verifica a fessurazione delle sezioni in corrispondenza degli appoggi, dove si hanno momenti negativi, non è determinante, essendo, in generale garantita la presenza di un massetto di finitura sovrastante il piano grezzo del calcestruzzo.

Le verifiche allo stato limite tensionale non sono contemplate dall'Eurocodice 4 parte 1-1.

La verifica di deformabilità, come illustrato al precedente punto 13.3, può essere condotta con riferimento alla trave equivalente, dotata di una rigidità intermedia tra quella della sezione interamente reagente e fessurata, che nel caso in esame può essere valutata semplicemente mediando le due grandezze.

Si può, quindi, fare riferimento al seguente schema di calcolo:

- in primo luogo si valuta il massimo momento flettente che sollecita la soletta per effetto dell'applicazione dei carichi in esercizio G_{2k} e Q_{1k} ;
- per detta sollecitazione si valuta l'inerzia della sezione parzializzata, come se fosse una sezione in c.a.;
- si valuta l'inerzia della sezione interamente reagente;
- si calcola il valore medio del momento di inerzia delle due sezioni e si valuta l'inflessione della trave equivalente alla soletta, dotata di tale inerzia flessionale;
- si confronta il valore della deformazione così ottenuto con il limite fissato per la membratura, che nel caso specifico vale $L/350$.

Per la soletta in esempio, ed in particolare per la porzione compresa tra due nervature illustrata nella figura 14.18, si adottano i seguenti valori (ottenuti mediante un comune programma di verifica delle sezioni in c.a.):

- $n=10$, coefficiente di omogeneizzazione tra acciaio e calcestruzzo;
- $J_{xG}=896.800 \text{ mm}^4$ momento d'inerzia della sezione interamente reagente (equivalente in acciaio);
- $J'_{xG}=470.500 \text{ mm}^4$ momento d'inerzia della sezione parzializzata (equivalente in acciaio);
- $J''_{xG}=683.500 \text{ mm}^4$ momento d'inerzia medio della sezione equivalente (equivalente in acciaio)

Per valutare l'inflessione massima in mezzeria della campata, che in favore di sicurezza si assume semplicemente appoggiata, si ha:

$q=1,75+2,00=3,75 \text{ kN/m}^2$, da cui:

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EJ''} = \frac{5}{384} \frac{3,75 \times 2000^4}{210000 \times 683500} = 5,44 < \frac{L}{350} = 5,70 \text{ mm}$$

La verifica risulta quindi soddisfatta.

14.3 Solaio misto legno-calcestruzzo a semplice orditura

Si illustra ora il calcolo di verifica di un solaio a semplice orditura, con struttura composta in legno e calcestruzzo leggero strutturale, la cui carpenteria sia quella rappresentata nella planimetria schematica delle figure 14.19 e 14.20. Si ipotizza di realizzare il solaio utilizzando

uno dei sistemi di connessione in commercio [40], con pioli in acciaio incastrati su piastra di base, a sua volta solidarizzata alla trave in legno a mezzo di viti automaschianti, che attraversano anche lo spessore dell'assito, in tavole di legno, come illustrato nella sezione corrente della trave, riportata nella figura 5.20. Il passo dei connettori è variabile a tratti: per i due quarti della luce a partire dagli appoggi verso la mezzeria il passo è $s_{\min} = 10$ cm, per la restante parte della trave, a cavallo della mezzeria il passo è diradato a $s_{\max} = 20$ cm.

Naturalmente esistono molti altri sistemi di connessione, per i quali occorre determinare direttamente per via sperimentale, o attraverso dati disponibili in Letteratura, le caratteristiche meccaniche da utilizzare nelle espressioni che seguono.

La tipologia del travetto in esame può ritenersi rappresentativa non solo di solai di nuova realizzazione, ma anche di molte condizioni tipiche del recupero di solai lignei esistenti, in cui l'integrazione di una soletta in cemento armato consente di conseguire significativi incrementi di rigidezza e resistenza del solaio. In questi casi l'utilizzo di calcestruzzo leggero strutturale aumenta decisamente i benefici dell'intervento, con riduzione del peso proprio della soletta e, quindi, delle masse sismiche in gioco. L'esempio che segue, sebbene sia sviluppato con riferimento a strutture lignee nuove, è basato su di un metodo di calcolo che rimane pienamente valido anche per strutture esistenti, per le quali sarà ovviamente necessario approfondire la valutazione delle caratteristiche meccaniche del legno, tenuto anche conto dell'eventuale degrado intervenuto nel tempo. Si assume che il solaio che si vuole realizzare sia destinato a sostenere i carichi descritti nelle tabelle 14.5 e 14.6.

Soletta in calcestruzzo (LWAC D1,6)	$0,05 \text{ m/m}^2 \times 1650 =$	0,83 (0,88) ^(*)	kN/m^2
Assito in tavole $s=2,0 \text{ cm}$	$0,02 \text{ m/m}^2 \times 420 =$	0,08	kN/m^2
Trave in legno 11x15 cm	$0,11 \times 0,15 \times 420/0,5 =$	0,14	kN/m^2
Totale		1,05	kN/m^2

Tabella 14.5. Stima del peso proprio del solaio G_{1k}

(*) Per il calcestruzzo fresco si assume la massa volumica di $17,50 \text{ kN/m}^3$, per tenere conto della presenza dell'acqua di impasto non ancora evaporata (cfr. EN 1991-1-1 tab. A.1).

Massetto $s=8 \text{ cm}$ ($r=1000 \text{ kg/m}^3$)	$1000 \times 0,08$	0,80	kN/m^2
Tramezzatura in forati sp.8 cm + due strati di intonaco ($p < 4,00 \text{ kN/m}^2$)		1,60	kN/m^2
Pavimento		0,40	kN/m^2
Totale carico permanente portato		2,80	kN/m^2

Tabella 14.6. Stima del carico permanente portato G_{2k}

Si ipotizza, inoltre, che il solaio sia per ambienti ad uso abitativo, per i quali $Q_{1k} = 2,0 \text{ kN/m}^2$.

In fase di getto della soletta si assume di avere un carico variabile uniformemente ripartito, dovuto al personale che esegue il getto ed alle attrezzature di cantiere pari a $Q_{2k} = 1,0 \text{ kN/m}^2$.

Per le regole di combinazione dei carichi, per il calcolo delle sollecitazioni nelle varie condizioni di verifica (SLU e SLE), valgono le indicazioni fornite in relazione all'esempio precedente per la soletta su lamiera grecata.

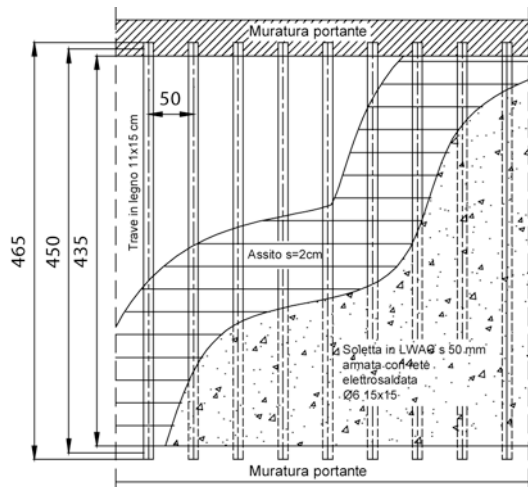


Figura 14.19. Solai a semplice orditura con struttura composta legno - calcestruzzo leggero.

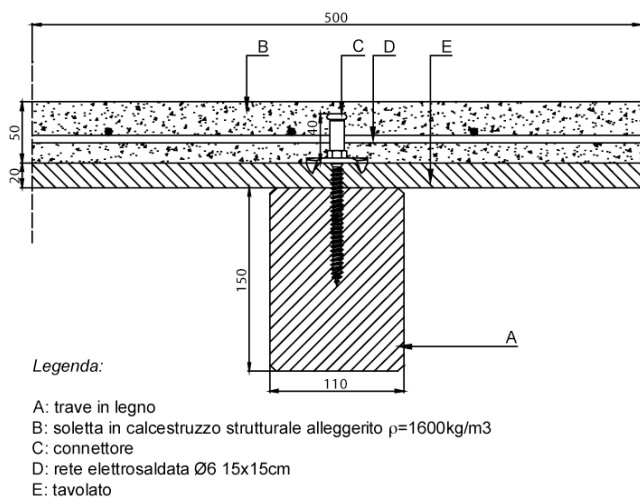


Figura 14.20 Sezione del travetto tipo misto in legno-calcestruzzo.

Il calcestruzzo è previsto che sia del tipo C1, caratterizzato dalle proprietà meccaniche definite al paragrafo 12, e possono essere sintetizzate nelle seguenti:

- $f_{lck}=30 \text{ N/mm}^2$
- $\rho=1600 \text{ kg/m}^3$, nei calcoli inerenti la valutazione del peso proprio delle del conglomerato indurito si assumerà $\rho=1650 \text{ kg/m}^3$
- $\eta_I=0,836$
- $\eta_E=0,529$
- $E_c=17.368 \text{ N/mm}^2$.

In ordine alle caratteristiche del legno si assume le travi siano in massello di conifera classificabile come C24, secondo la definizione riportata nella norma EN 338:2003 [41]. In base alla classificazione assunta, che corrisponde alle caratteristiche medie per il legno massiccio, valgono le seguenti caratteristiche meccaniche del materiale:

$\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$ massa volumica caratteristica;

$\rho_m = 420 \text{ kg/m}^3$ massa volumica media, che si assumerà nelle valutazioni del peso proprio delle parti lignee;

$f_{m,k} = 24 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica per sollecitazioni flessionali;

$f_{c,0,k} = 21 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica a compressione in direzione parallela alle fibre;

$f_{t,0,k} = 14 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica a trazione in direzione parallela alle fibre;

$f_{v,k} = 2.5 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica per sollecitazioni taglianti;

$E_{0,m} = 11000 \text{ N/mm}^2$, modulo elastico medio in direzione parallela alle fibre;

$E_{0,05} = 7400 \text{ N/mm}^2$, modulo elastico caratteristico con frattile 5% in direzione parallela alle fibre;

$E_{90,m} = 370 \text{ N/mm}^2$, modulo elastico medio in direzione ortogonale alle fibre;

$G_{\text{mean}} = 690 \text{ N/mm}^2$ modulo medio di elasticità tangenziale.

Le verifiche di resistenza e deformabilità delle parti in legno vengono condotte in accordo con quanto indicato nelle NTC 2008, integrate, laddove necessario, dalle prescrizioni di cui all'Eurocodice 5 parte 1-1 [43]; in particolare si assumono le seguenti ipotesi e coefficienti:

- classe di servizio 1;
- $K_{\text{mod}} = 0.90$ per azioni di breve durata, intendendosi tali le fasi di getto della soletta;
- $K_{\text{mod}} = 0.80$ per azioni di media durata, durante le normali condizioni di servizio;
- $K_{\text{def}} = 0.60$, fattore di deformazione istantanea per classe di servizio 1;
- $\gamma_M = 1.5$.

Per quanto riguarda, infine, le caratteristiche dei dispositivi di connessione si fa riferimento alle indicazioni fornite dal Produttore dei connettori [40], basate su rilevazioni sperimentali condotte in accordo con la norma EN 26891 [42], su campioni di connessioni ottenute accoppiando varie essenze di legno di conifera e latifoglia, tra le quali anche legni di conifera classificati C24, con porzioni di soletta in c.a. confezionate con calcestruzzo ordinario, riducendo in via forfetaria per il calcestruzzo leggero i valori del modulo di scorrimento allo stato limite ultimo k_u e della resistenza della connessione del fattore η_1 , direttamente proporzionale alla massa volumica del conglomerato. In questo caso è possibile tenere conto

dell'infragilimento degli aggregati al diminuire della loro massa volumica in mucchio, che, come noto, influenza direttamente la resistenza locale “a rifollamento” del conglomerato leggero per le sollecitazioni trasmesse dal connettore.

Nel seguito si adotterà il criterio semplificato sopra illustrato, basato sui dati sperimentali disponibili per connessioni realizzate con calcestruzzo ordinario, opportunamente ridotti del fattore η_1 , assumendo i seguenti valori per la connessione Tecnaria tipo CTL Maxi 12/40 con assito interposto di 2 cm di spessore:

- $k_{ser} = \eta_1 6.80 = 5.69$ kN/mm, modulo di scorrimento istantaneo;
- $k_{ulC} = \eta_1 3.27 = 2.73$ kN/mm, modulo di scorrimento allo stato limite ultimo per calcestruzzo leggero strutturale;
- $F_k = \eta_1 19.6 = 16.4$ kN, resistenza caratteristica della connessione;
- $F_d = K_{mod} F_k / \gamma_M = 0.8 \times 16.4 / 1.5 = 8.7$ kN, resistenza di calcolo della connessione.

In analogia al caso del solaio su lamiera grecata, anche per il solaio in esame si distinguono due fasi distinte di verifica:

- *fase 1*: getto della soletta, durante il quale le membrature resistenti sono limitate alle sole travi in legno;
- *fase 2*: a getto avvenuto e calcestruzzo indurito, con solaio in esercizio.

Come accennato in precedenza, vista la dipendenza delle proprietà meccaniche del legno dalla durata delle azioni variabili agenti, si assume che le verifiche di fase 1 siano riferite ad azioni di breve durata, mentre quelle di fase 2 ad azioni di durata media.

Fase 1. Getto della soletta

In questa fase la struttura resistente è limitata alle sole parti in legno: travi ed assito; quest'ultimo è vincolato alle travi mediante le viti dei connettori che lo attraversano. Si assume che lo schema di ripartizione dei carichi sulle travi sia per superfici di competenza, pertanto ad ogni trave si associa il carico insistente su di una fascia di 50 cm di larghezza, corrispondente all'interasse delle travi stesse.

La verifica dell'assito non interessa ai fini dell'esempio e viene trascurata.

I carichi agenti in sulla generica trave sono i seguenti:

- $G_{1,k} = 0.11 \times 0.15 \times 4.20 = 0.07$ kN/m, peso proprio della trave in legno;
- $G_{2,k} = 0.02 \times 0.50 \times 4.20 + 0.05 \times 17.50 \times 0.50 = 0.04 + 0.44 = 0.48$ kN/m, peso proprio dell'assito in legno e del calcestruzzo in fase di getto;
- $Q_{1,k} = 1.00 \times 0.50 = 0.50$ kN/m, sovraccarico dovuto al personale addetto al getto ed all'attrezzatura di cantiere presente.

Verifiche allo SLU per sollecitazioni flettenti e taglianti

L'azione di calcolo per la combinazione allo SLU è data dalla seguente espressione:

$$q_d = 1.30 \times 0.07 + 1.50 \times 0.48 + 1.5 \times 0.50 = 1.56 \text{ kN/m}$$

Il momento massimo agente nella sezione di mezzeria della trave vale:

$$M_{\max} = \frac{q_d L^2}{8} = 3.95 \text{ kNm}$$

Per la sezione resistente in legno della trave si ha:

$$J_{xx} = \frac{1}{12}bh^3 = 3093.8\text{cm}^4; W_{xx} = \frac{1}{6}bh^2 = 412.5\text{cm}^3,$$

da cui:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{\max}}{W_{xx}} = 9.57\text{N/mm}^2$$

Per la condizione di verifica, si ha:

$$f_{m,d} = K_{\text{mod}} \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 0.9 \frac{24}{1.5} = 14.4\text{N/mm}^2$$

da cui la condizione di verifica:

$$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = \frac{9.57}{14.4} = 0.66 \leq 1.0$$

La verifica risulta soddisfatta.

Per la verifica del massimo impegno per sollecitazioni taglianti vale quanto segue. La massima sollecitazione tagliante di calcolo per combinazioni allo SLU è data da:

$$V_{\max} = \frac{q_d L}{2} = 3.51\text{kN}$$

La massima tensione tangenziale ad essa corrispondente si può stimare mediante la formulazione di Jourawski, che per la sezione rettangolare si semplifica secondo l'espressione seguente:

$$\tau_{\max} = \frac{V_{\max} S}{Jb} = 1.5 \frac{V}{A} = \frac{1.5 \times 3.51 \times 1000}{110 \times 150} = 0.32\text{N/mm}^2$$

La resistenza a taglio di calcolo vale:

$$\tau_d = K_{\text{mod}} \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 0.9 \frac{2.5}{1.5} = 1.5\text{N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto ampiamente soddisfatta.

Verifiche agli SLE

Durante la fase di getto della soletta, in analogia al caso del solaio sul lamiera grecata, è necessario garantire la limitazione della deformazione istantanea della trave per effetto dei carichi permanenti agenti; in mancanza di indicazioni più dettagliate si assume il limite $\delta < L/180$.

Per la verifica di deformabilità sopra richiamata il carico di progetto, dovuto al peso proprio delle parti in legno e del calcestruzzo fresco, è:

$$q_d = 1.00 \times 0.07 + 1.00 \times 0.48 = 0.55 \text{ kN/m}$$

L'inflessione istantanea, valutata con riferimento al modulo elastico medio in direzione parallela alle fibre del legno $E_{0,m} = 11000 \text{ N/mm}^2$, vale:

$$\delta_{ist} = \frac{5}{384} \frac{q_d L^4}{E_{0,m} J} = \frac{5 \times 0.55 \times 450^4}{384 \times 110000 \times 3093.8} = 0.86 \text{ cm}$$

che risulta ben inferiore a $L/180 = 2.5 \text{ cm}$.

La deformazione massima istantanea nelle fasi di getto della soletta, per effetto combinato dei carichi permanenti e di quelli variabili, secondo la combinazione dei carichi rara ($q_d = 1.0 \times 0.07 + 1.0 \times 0.48 + 1.0 \times 0.50 = 1.05 \text{ kN/m}$), vale 1.64 cm, che è ancora abbondantemente inferiore al limite sopra indicato.

Le stime della deformabilità eseguite indicano che il solaio può essere gettato senza l'impiego di supporti intermedi rompitratta.

Fase 2. Solaio in opera

In questa fase, con il calcestruzzo a maturazione completata, si può schematizzare il solaio come una serie di travi miste in legno e

calcestruzzo affiancate, disposte ad interasse di 50 cm, la cui sezione trasversale è illustrata nella figura 14.20.

Le caratteristiche geometrico – meccaniche della sezione sono ovviamente funzione di quelle del legno, del calcestruzzo e dei connettori, i quali, per la natura delle parti da essi collegate, non ne ristabiliscono la piena solidarizzazione, ma consentendo limitati scorrimenti all'interfaccia legno-calcestruzzo, impongono l'impiego di adeguati modelli di calcolo per la valutazione della rigidità efficace della sezione. In aggiunta, vista la dipendenza dal tempo delle proprietà meccaniche di entrambi i materiali, è necessario eseguire le verifiche di resistenza e di deformabilità sia al tempo $t=0$ che al tempo $t=\infty$.

L'esempio che segue è condotto con riferimento al modello di calcolo di Möhler, riportato nell'annesso B dell'Eurocodice 5 parte 1-1, opportunamente adattato al caso di sezioni miste legno-calcestruzzo, come meglio illustrato in [46, 51], cui si rinvia per una più approfondita analisi del metodo.

In alternativa al metodo di Möhler, si può utilizzare anche il più classico metodo n , opportunamente adattato al caso specifico, come accennato al termine del presente paragrafo.

Il metodo di Möhler si basa sulle seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane per le due sezioni parziali in legno e calcestruzzo;
- comportamento elastico lineare dei materiali e della connessione;
- spostamenti e deformazioni piccoli rispetto alle dimensioni della sezione;

- uguaglianza delle curvature e degli abbassamenti delle parti in legno e calcestruzzo;
- connettori uniformemente distribuiti lungo l'asse della trave. Per connettori non equidistanti si può adottare un passo equivalente $s_{eq} = 0.75 s_{max} + 0.25 s_{min}$, in cui s_{max} ed s_{min} sono rispettivamente il passo massimo e minimo dei connettori lungo la trave;

Con le assunzioni di cui sopra è possibile ricavare il momento d'inerzia equivalente J_{eff} della sezione composta attraverso la seguente formulazione:

$$J_{eff} = J_0 + \gamma(J_{id} - J_0)$$

$$\frac{1}{\gamma} = 1 + \pi^2 \frac{E_w (J_{id} - J_0)}{d_G^2} \frac{s}{k_u L^2}$$

Essendo:

γ = il coefficiente di efficacia della connessione

J_{id} = momento d'inerzia della sezione ideale, con connessione perfetta, omogeneizzato al legno

$J_0 = J_w + nJ_c$ il momento d'inerzia della sezione priva di connessioni, omogeneizzato al legno

$n = E_c/E_w$ il coefficiente di omogeneizzazione

E_c = modulo elastico medio del calcestruzzo

E_w = modulo elastico medio del legno

d_G = distanza tra i baricentri della soletta e della trave in legno

s = passo dei connettori (costante o passo equivalente)

k_u = modulo di scorrimento del singolo connettore

L = luce della trave.

Per le grandezze geometrico - meccaniche assunte a riferimento per l'esempio si ottiene:

$$n = 17368/11000 = 1.579$$

$$s_{eq} = 0.75 s_{max} + 0.25 s_{min} = 0.75 \times 10 + 0.25 \times 20 = 12.5 \text{ cm}$$

$$J_c = \frac{50 \times 5^3}{12} = 521 \text{ cm}^4$$

$$J_w = \frac{11 \times 15^3}{12} = 3094 \text{ cm}^4$$

$$J_{id} = 1.579 \times 521 + 3094 + 50 \times 5 \times 1.579 \times 3.5^2 + 11 \times 15 \times 8.5^2 = 20673 \text{ cm}^4$$

$$J_0 = 1.579 \times 521 + 3094 = 3916 \text{ cm}^4$$

$$J_{eff} = 8267 \text{ cm}^4$$

$$J_{eff} / J_{id} = 0.40$$

Per meglio apprezzare la variabilità del momento di inerzia efficace con la rigidità della connessione, nel grafico di figura 14.21 è illustrata la variazione del rapporto J_{eff}/J_{id} per la stessa sezione di cui sopra, al variare del modulo di scorrimento k_{uLC} dei connettori, espresso in kN/mm.

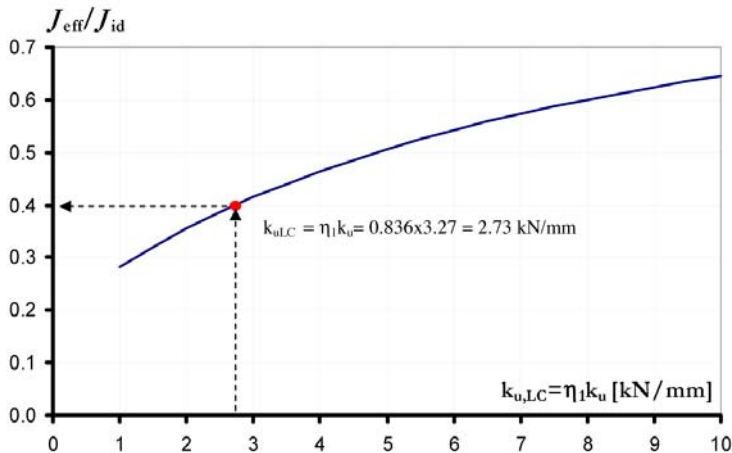


Figura 14.21. Variazione del rapporto J_{eff}/J_{id} con la rigidità della connessione.

Come si vede la variabilità del rapporto J_{eff}/J_{id} è piuttosto marcata a variare del modulo di scorrimento delle connessioni, il cui valore dipende, tra l'altro, dalla presenza o meno dell'assito passante e dal suo spessore.

Una volta calcolata la rigidità della sezione composta, è possibile scomporre la sollecitazione flettente (M) agente su di essa nelle sue componenti di competenza della soletta in calcestruzzo (M_c) ed della trave in legno (M_w), e nella componente assiale N , trasmessa alle due parti della sezione dai connettori, secondo lo schema di ripartizione delle azioni illustrato nella figura 14.22.

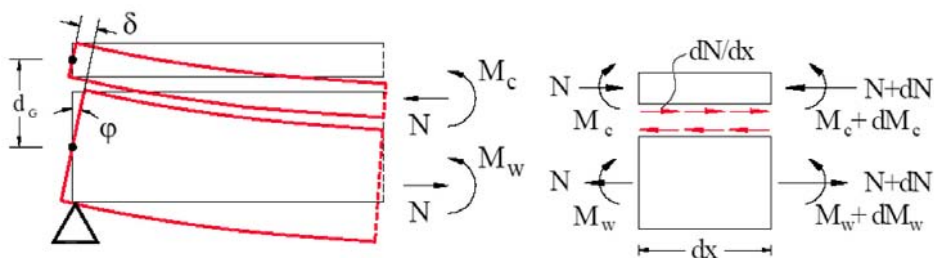


Figura 14.22. Azioni intere alla sezione

Le componenti M_c e M_w si valutano in funzione della rigidità relativa delle parti in calcestruzzo e legno rispetto alla sezione intera secondo le espressioni:

$$M_c = \frac{nJ_c}{J_{eff}} M ; M_w = \frac{J_w}{J_{eff}} M .$$

La restante parte di momento flettente che sollecita la sezione, dato da $M_N = M - M_c - M_w$

è equilibrata dalla componente assiale di sforzo N , trasmessa dai

connettori, che vale $N = \frac{M_N}{d_G} = \frac{M - M_c - M_w}{d_G}$.

In questo modo rimangono definite tutte le componenti della sollecitazione di pressoflessione che agiscono sulla parte in calcestruzzo ed in legno della sezione, per le quali è pertanto possibile operare le conseguenti verifiche per tensioni normali.

Per il legno, stanti le ipotesi assunte in precedenza, le verifiche per azioni di media durata, si riducono alla limitazione dello stato tensionale nel materiale, secondo l'espressione:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1.0,$$

nella quale:

$\sigma_{c,0,d}$ = tensione di compressione per sollecitazioni di compressione assiale

$\sigma_{m,d}$ = tensione normale per sollecitazioni flessionali

$$f_{c,0,d} = K_{\text{mod}} \frac{f_{c,0,d}}{\gamma_M} = 0.8 \frac{21}{1.5} = 11.2 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza di progetto per}$$

sollecitazioni assiali di compressione parallele alle fibre

$$f_{m,d} = K_{\text{mod}} \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 0.8 \frac{24}{1.5} = 12.8 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza di progetto per}$$

sollecitazioni flessionali.

Per la verifica della soletta, ci si può riferire al dominio resistente di una sezione rettangolare in c.a. in calcestruzzo leggero strutturale, la cui armatura sia costituita dalla rete elettrosaldata prevista nello spessore della soletta.

In ordine alle verifiche della connessione, infine, si può calcolare la massima forza sollecitante il generico connettore mediante l'espressione:

$$V_p = \gamma \frac{S_c}{J_{eff}} s V_{max}$$

In cui, oltre ai simboli già noti:

S_c = momento statico omogeneizzato al legno della soletta in calcestruzzo rispetto al baricentro della sezione ideale;

V_{max} = taglio massimo sollecitante in prossimità della sezione di appoggio della trave.

La forza V_p dovrà risultare ovviamente inferiore o uguale alla resistenza di calcolo della connessione F_d .

Sin qui i dettagli per le verifiche di resistenza della membratura, che sono stati presentati indistintamente con riferimento al tempo $t=0$ ed al tempo $t=\infty$. In effetti, si può assumere che le conseguenze della viscosità sullo stato tensionale dei materiali siano trascurabili in considerazione della contemporanea riduzione di rigidità del legno, del calcestruzzo e del modulo di scorrimento della connessione. I dati sperimentali disponibili indicano una sostanziale invarianza della resistenza ultima delle membrature nel tempo [44]. Nei calcoli che seguono si farà quindi riferimento ad una sola serie di verifiche di resistenza, riferite al tempo $t=0$.

In ordine alle verifiche agli stati limite di servizio, come già per il caso della soletta su lamiera grecata, anche in questo caso esse si riducono sostanzialmente alle verifiche di deformabilità della membratura, che qui sono invece significativamente influenzate dagli effetti della viscosità sui materiali e sui connettori.

I limiti di deformazione netta per travi semplicemente appoggiate (a partire dalla linea congiungente gli appoggi) saranno assunti uguali ai

valori massimi raccomandati per travi composte in legno nella tabella 7.2 dell'EN 1995-1-1, riportati qui di seguito:

- freccia istantanea: $L/300$;
- freccia lungo termine: $L/250$.

Gli effetti viscosi al tempo $t=\infty$ sui moduli di elasticità dei materiali e sul modulo di scorrimento della connessione sono valutati mediante le seguenti formulazioni, valide rispettivamente per il calcestruzzo, per il legno e per la connessione:

$$E_{c,fin} = \frac{E_c}{1 + \varphi} \quad ; \quad E_{w,fin} = \frac{E_w}{1 + k_{def}} \quad ; \quad k_{ser,fin} = \frac{k_{ser}}{1 + k_{def}}$$

Si rammenta che per la classe di servizio 1, quale quella ipotizzata per le membrature qui in esame, il valore di k_{def} è 0.6. Per il coefficiente di viscosità φ del calcestruzzo si assume il valore $\varphi = 2.0$. Sulla base di quanto sin qui illustrato è ora possibile procedere con lo sviluppo numerico dell'esempio, iniziando dalle verifiche di resistenza nei confronti degli stati limite ultimi.

Verifiche agli SLU

Le verifiche che seguono sono distinte in due parti:

- verifiche della sezione composta legno-calcestruzzo per sollecitazioni flettenti nel piano della trave in legno;
- verifiche della soletta in calcestruzzo per sollecitazioni flettenti nel piano ortogonale all'asse della trave di legno. Le sollecitazioni flettenti, in questo caso, sono dovute sia ai carichi permanenti e sovraccarichi uniformemente ripartiti, e, alternativamente ai carichi permanenti uniformemente ripartiti ed a un sovraccarico concentrato P.

Si rammenta che i carichi agenti valgono:

- $G_{1,k} = 1.05 \text{ kN/m}^2$;
- $G_{2,k} = 2.80 \text{ kN/m}^2$;
- $Q_{1,k} = 2.00 \text{ kN/m}^2$;
- $P = 2.00 \text{ kN}$.

Sebbene le sollecitazioni flettenti di cui sopra intervengano congiuntamente, nel seguito, per semplicità, ed in favore di sicurezza, le verifiche relative ai due piani di flessione sono affrontate separatamente, assumendo così i seguenti schemi statici:

- travi composte legno-calcestruzzo affiancate, soggette ai carichi permanenti e variabili, per aree di competenza;
- striscia di larghezza unitaria della soletta in c.a., quale trave continua su più appoggi (Travi in legno), per le verifiche della soletta per carichi uniformemente ripartiti;
- striscia di soletta in c.a. di larghezza pari a 50 cm, per carichi permanenti uniformemente distribuiti e per il sovraccarico concentrato P applicato in mezzeria alla i -ma campata, vincolata con semplice appoggio sulle travi in legno, distanti 50 cm.

Nel seguito sono riportate le verifiche per sollecitazioni flettenti nel piano della trave in legno.

Per la generica trave (con superficie di competenza larga 50 cm) si ha:

$$q_d = 0.50 [1.30 \times 1.05 + 1.50 \times 2.80 + 1.5 \times 2.00] = 4.28 \text{ kN/m}$$

Le sollecitazioni massime valgono:

$$M = \frac{q_d L^2}{8} = \frac{4.28 \times 4.50^2}{8} = 11.0 \text{ kNm}$$

$$V = \frac{q_d L}{2} = \frac{4.28 \times 4.50}{2} = 9.63 \text{ kN}$$

Da cui, ricordando le espressioni di ripartizione delle componenti flettenti nei due materiali, richiamate più sopra:

$$M_c = \frac{nJ_c}{J_{eff}} M = \frac{1.579 \times 521}{8267} 11.0 = 1.1 \text{ kNm}$$

$$M_w = \frac{J_w}{J_{eff}} M = \frac{3094}{8267} 11.0 = 4.1 \text{ kNm}$$

Per la componente di sollecitazione assiale si ha:

$$N = \frac{M_N}{d_G} = \frac{M - M_c - M_w}{d_G} = \frac{11.0 - 1.1 - 4.1}{0.12} = 48.3 \text{ kN}$$

essendo $d_G = 5.0/2 + 2.0 + 15.0/2 = 12.0 \text{ cm}$

Per le verifiche dal lato della trave in legno in condizioni di pressoflessione, si ha:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = \left(\frac{2.93}{11.2} \right)^2 + \frac{9.94}{12.8} = 0.85 \leq 1.0,$$

La verifica risulta soddisfatta.

Per la porzione di soletta interessata (5x50 cm) che è armata con una rete elettrosaldata ϕ 6 maglia 15 x 15 cm, posta a metà del suo spessore, il dominio resistente è quello rappresentato nel diagramma di figura 14.23, in cui è anche riportato il punto di verifica, corrispondente allo stato di sollecitazione agente: $M_d = 1.10 \text{ kNm}$; $N_d = 48.3 \text{ kN}$.

La sezione risulta verificata.

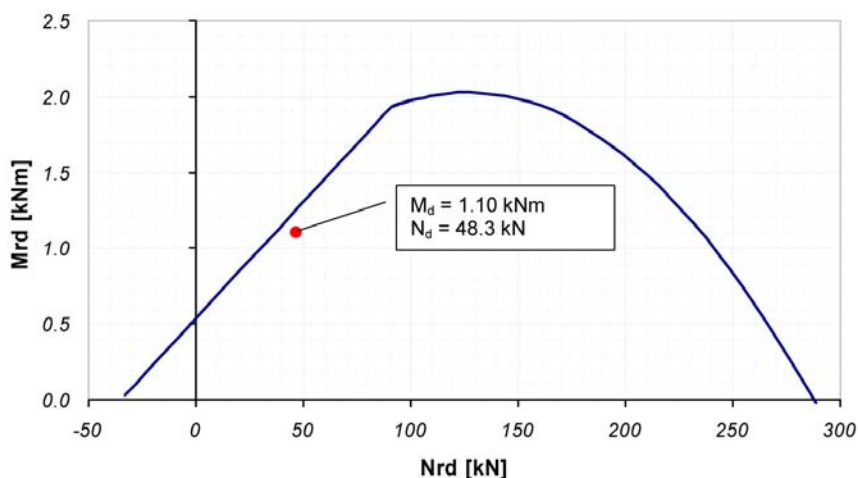


Figura 14.23. Dominio resistente della soletta in c.a. (sezione 50x5 cm, con rete elts. ϕ 6 15x15 cm) - LWAC

Per quanto concerne i connettori, la forza di taglio, agente sul connettore maggiormente sollecitato all'appoggio, vale:

$$V_p = \gamma \frac{S_c}{J_{eff}} S_{min} V_{max} = 0.260 \frac{1396}{8267} 10 \cdot 9.63 = 4.23 \text{ kN}$$

Rammentando che il taglio resistente di calcolo per il singolo connettore vale $F_d = K_{mod} F_k / \gamma_M = 0.8 \times 16.4 / 1.5 = 8.7 \text{ kN}$, la verifica risulta soddisfatta.

Per le verifiche della soletta, nel piano ortogonale all'asse della trave in legno si hanno due condizioni distinte:

- trave continua (appoggiata sulle travi in legno ad interasse di 50 cm) di larghezza unitaria soggetta ad una distribuzione di carichi permanenti e variabili uniformemente ripartiti. Le

sezioni di verifica sono quelle di mezzeria ($M > 0$) e in asse appoggio ($M < 0$) della generica campata;

- trave su unica campata semplicemente appoggiata (su due travi in legno adiacenti), soggetta a carichi permanenti uniformemente ripartiti e al carico concentrato P , posto in corrispondenza della sezione di mezzeria, oggetto di verifica.

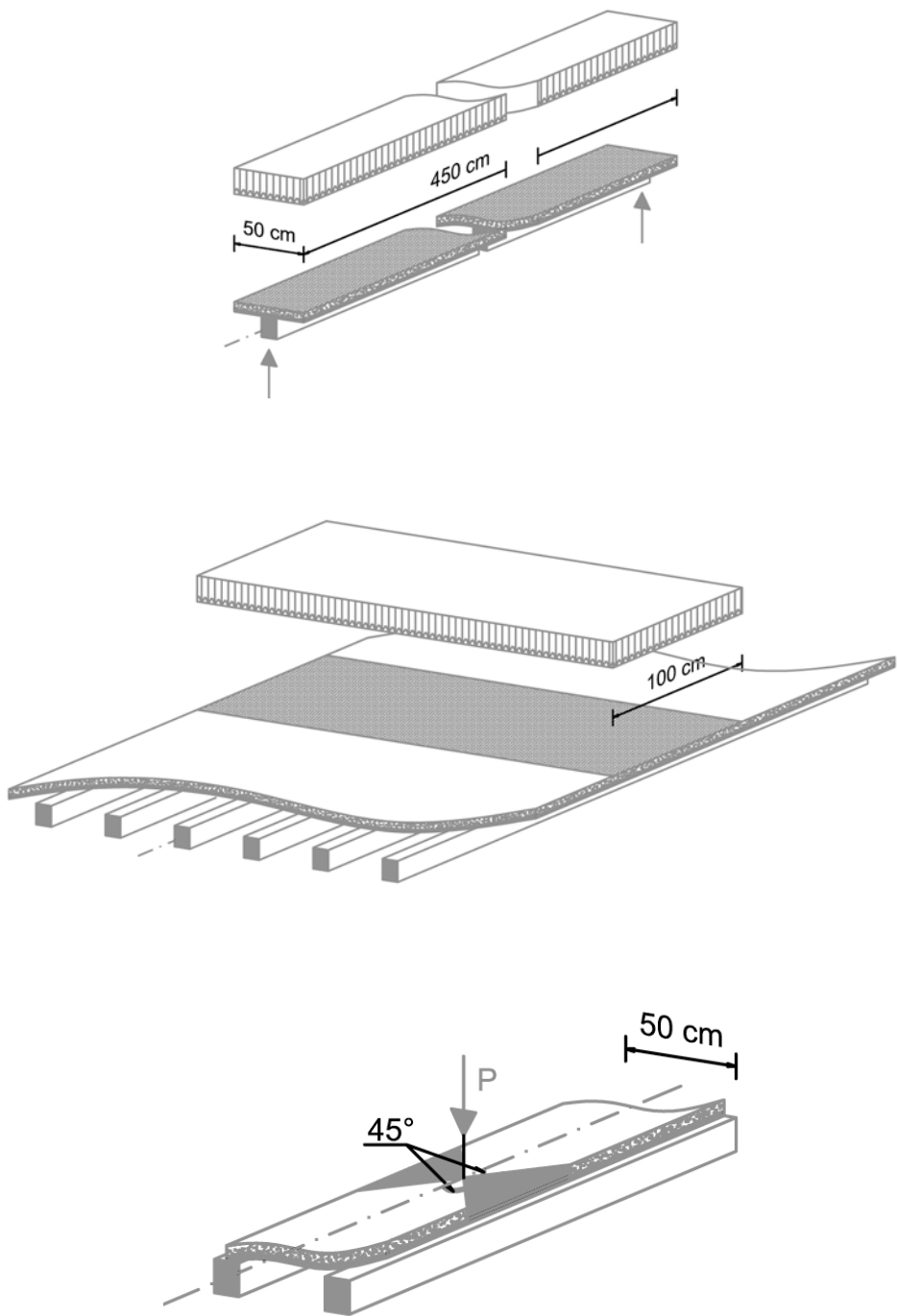
Per lo schema di trave continua si hanno i seguenti carichi di progetto (striscia di 1 m):

$$q_d = 1.30 \times 1.05 + 1.50 \times 2.80 + 1.5 \times 2.00 = 8.57 \text{ kN/m}$$

$$M_{\min} = -\frac{q_d L^2}{12} = -\frac{8.57 \times 0.50^2}{12} = -0.18 \text{ kNm}$$

$$M_{\max} = \frac{q_d L^2}{24} = \frac{8.57 \times 0.50^2}{24} = 0.09 \text{ kNm}$$

Il momento resistente della sezione rettangolare della soletta di larghezza 100 cm, di altezza 5 cm, armata con una rete elettrosaldata ϕ 6 15 x 15, quale quella in esame, vale $M_{Rd} = 1.20 \text{ kNm}$, abbondantemente superiore al massimo valore assoluto del momento sollecitante.



Per la verifica delle sollecitazioni indotte dal sovraccarico concentrato P, si considera la sezione resistente della soletta, misurata lungo l'asse di appoggio sulla trave in legno, di larghezza di 50 cm, pari al doppio della distanza del punto di applicazione del carico P, posto in mezzeria alla *i*-ma campata, dall'asse dell'appoggio. In questo modo si è ipotizzato una ripartizione a 45° degli effetti del carico concentrato verso l'appoggio della soletta.

Per la striscia di 50 cm, i carichi permanenti valgono $g_d = 0.50 [1.30 \times 1.05 + 1.50 \times 2.80] = 2.78 \text{ kN/m}$, mentre il carico concentrato vale $P = 2.00 \text{ kN}$, da cui $P_d = 2.00 \times 1.50 = 3.00 \text{ kN}$.

La sollecitazione flettente massima nella sezione di mezzeria della singola campata, ipotizzata ai soli fini della presente verifica in semplice appoggio, vale quindi:

$$M_{\max} = \frac{P_d L}{4} + \frac{g_d L^2}{8} = \frac{3 \times 0.50}{4} + \frac{2.78 \times 0.50^2}{8} = 0.375 + 0.09 = 0.47 \text{ kNm}$$

Il momento resistente della sezione (vd. figura 5.23) vale $M_{Rd} = 0.55 \text{ kNm}$; la sezione risulta pertanto verificata.

Verifiche agli SLE al tempo $t=0$

Seguendo le indicazioni di calcolo illustrate più sopra è possibile verificare la deformazione istantanea al tempo $t=0$ mediante la ben nota formula, nella quale si sono inseriti i valori medi dei moduli elastici dei materiali e il valore $k_{ser} = 5.69 \text{ kNmm}$ per il modulo di scorrimento istantaneo della connessione:

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_d L^4}{E J_{eff}} = \frac{5}{384} \frac{2.93 \times 450^4}{110000 \times 10983} = 1.29 \text{ cm}$$

Che risulta all'incirca uguale a $L/350$, compatibile quindi con i criteri di verifica assunti ($f \leq L/300$).

Verifiche agli SLE al tempo $t=\infty$

Tenendo ora conto delle riduzioni dei moduli di elasticità dei materiali e del modulo di scorrimento della connessione per gli effetti della viscosità, come meglio illustrato sopra, si valuta la deformazione al tempo $t= \infty$ con la stessa formulazione adottata per le verifiche al tempo $t=0$, introducendo i seguenti valori ridotti:

$$E_{c,fin} = \frac{E_c}{1 + \varphi} = \frac{17368}{1 + 2} = 5789 \text{ N / mm}^2 ;$$

$$E_{w,fin} = \frac{E_w}{1 + k_{def}} = \frac{11000}{1 + 0.6} = 6875 \text{ N / mm}^2 ;$$

$$k_{ser,fin} = \frac{k_{ser}}{1 + k_{def}} = \frac{5.69}{1 + 0.6} = 3.55 \text{ kNmm} .$$

Con i valori indicati si ottiene il valore di $J_{eff} = 9906 \text{ cm}^4$.

Si ottiene così:

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_d L^4}{E J_{eff}} = \frac{5}{384} \frac{2.23 \times 450^4}{68750 \times 9906} = 1.74 \text{ cm}$$

Che risulta all'incirca uguale ad $L/260$ L, compatibile quindi con i criteri di verifica assunti ($f \leq L/250$).

Cenni circa l'impiego del metodo n

Il metodo n applicato alle sezioni composte si basa, come noto, sull'ipotesi di piena solidarizzazione delle parti che compongono la sezione, ciò che presuppone connettori indeformabili e giustifica l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane. Il momento di inerzia della sezione viene quindi valutato con riferimento alla sezione

ideale omogeneizzata in base al rapporto n dei moduli elastici del calcestruzzo e del legno.

Il metodo, se applicato senza alcun correttivo, conduce a sottostimare lo stato di sollecitazione delle parti componenti la sezione composta; lo stesso vale per la stima delle deformazioni della membratura.

Un metodo per la correzione dei risultati consiste nella riduzione del momento di inerzia della sezione della sezione ideale, sulla base della stima dell'incremento di inflessione della membratura, per effetto dello scorrimento che si genera al livello dell'interfaccia tra il legno e il calcestruzzo, associato alla deformabilità della connessione.

In letteratura [49,50] si trovano espressioni approssimate per la stima dell'incremento di inflessione della trave composta in semplice appoggio, in funzione dello scorrimento δ tra legno e calcestruzzo, del tipo di quella seguente:

$$\Delta v = 10 \delta$$

Lo scorrimento δ può essere stimato in base alla forza di taglio V che impegna i connettori nelle zone immediatamente prossime agli appoggi, attraverso la relazione $V = K_p \delta$, essendo K_p il modulo di scorrimento della connessione.

Una volta stimato l'incremento dell'inflessione della trave composta, è possibile valutare il momento d'inerzia efficace I_{eff} , attraverso la relazione:

$$J_{eff} = \frac{v}{v + \Delta v} J_{id}$$

Il calcolo delle sollecitazioni che impegnano le varie parti della sezione, e la loro verifica, può quindi essere condotta in analogia a quanto illustrato in precedenza in relazione al metodo di Möhler.

BIBLIOGRAFIA

- [1] D.M. 9 gennaio 1996 “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”. Ministero dei Lavori Pubblici G.U. 5.2.1996 n° 29 – Supplemento
- [2] Ministero dei Lavori Pubblici – Circolare 15.10.1996 n. 252 AA.GG./S.T.C. “Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche” di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996
- [3] Ministero dei Lavori Pubblici “Linee guida sul calcestruzzo strutturale” emanate dalla Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Servizio Tecnico Centrale
- [4] EN 1992-1-1 Eurocode 2 : Design of concrete structures – Part 1-1 : general rules and rules for buildings – CEN, 2003
- [5] EN 206 – 1 Concrete – part 1: Specification, performance, production and conformity – CEN, 2001

- [6] UNI-EN 13055 - 1 Aggregati leggeri- Aggregati leggeri per calcestruzzo, malta e malta per iniezione – UNI
- [7] EN 12390-7 – Testing hardened concrete – Density of hardened concrete – CEN, 2003
- [8] EN 12390-3 – Testing hardened concrete – Compressive strength of test specimens – CEN, 2003
- [9] EN 12390-6 – Testing hardened concrete – Tensile splitting strength of test specimens – CEN, 2003
- [10] EN 1992-1-2 Eurocode 2 : Design of concrete structures – Part 1-2 : general rules – structural fire design – CEN, 2003
- [11] American Concrete Institute – Code ACI 213R-87 “Guide for Structural Lightweight Aggregate Concrete”, reported by ACI Committee 213, reapproved 1999
- [12] ASTM C330 – 89 “Standard specification for lightweight aggregates for structural concrete”
- [13] UNI 7548-1:1992 “Calcestruzzo leggero con argilla o scisti espansi. Definizione e classificazione”
- [14] UNI 7548-2:1992 “Calcestruzzo leggero con argilla o scisti espansi. Determinazione della massa volumica”
- [15] DM 14 gennaio 2008. Norme Tecniche per le Costruzioni, Ministero delle Infrastrutture, G.U. n. 29 del 4 febbraio 2008.
- [16] Ministero delle Infrastrutture Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle “Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- [17] CEB-FIP Model Code 1990 Design code, Thomas Telford, London, 1991

- [18] International Federation for Structural Concrete (*fib*) “Lightweight Aggregate Concrete” Part 1 Recommended extension to Model Code 90”, *fib* bulletin n° 8, 2000
- [19] International Federation for Structural Concrete (*fib*) “Codes and standards, State of the art report prepared by Task Group 8.1 – August 1999”, *fib* bulletin n° 4, 1999
- [20] CEB - Bulletin d’information N° 208 – Fire design of concrete structures – July 1991, EPFL, Lausanne, Switzerland
- [21] Calcestruzzo Leggero Strutturale – Manuale di impiego - SMAE 1989
- [22] Calcestruzzo leggero strutturale con argilla espansa Leca – Pubblicazione Laterite, Febbraio 2003
- [23] Il Nuovo Calcestruzzo – III edizione, Mario Collepari – Edizioni ENCO 2003
- [24] Risultati delle prove sperimentali di laboratorio su calcestruzzi confezionati con Leca strutturale o terrecotte - L. Coppola, S. Collepari, M. Collepari – Rapporto Tecnico Enco
- [25] Risultati delle prove sperimentali su calcestruzzi pompabili con con Leca strutturale - S. Collepari, M. Collepari, R. Troli – Rapporto Tecnico Enco
- [26] Il Calcestruzzo preconfezionato leggero con argilla espansa per usi strutturali – S. Collepari, R. Bellinzona – In concreto n° 38 gennaio/febbraio 2001
- [27] Studio sperimentale comparato sul comportamento ciclico del calcestruzzo con inerte leggero – Rapp. N° 1: Provini sottoposti a Carichi Assiali e Legame di Aderenza Barre di Armatura – Conglomerato – Università degli Studi di Roma “La Sapienza” – Rapporto di Ricerca n° 2 – 1986

- [28] Studio sperimentale comparato sul comportamento ciclico del calcestruzzo con inerte leggero – Rapp. N° 2: Pilastri sottoposti a sforzo assiale e carichi orizzontali alternati – Università degli Studi di Roma “La Sapienza” – Studi e Ricerche 2/88 – 1988
- [29] Lightweight concrete and aggregates – T. Holm - Standard Technical Publication 169 C - ASTM 1994
- [30] Proceedings of the Second International Symposium on Structural Lightweight Aggregate Concrete – Norway, Kristiansand 2000 – Ed. by S. Helland, I. Holand, S. Smeplass
- [31] EN 1994-1-1 Eurocode 4 : Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1 : general rules and rules for buildings – CEN, 2004
- [32] EN 1993-1-3 Eurocodice 3 : Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-3: regole generali - regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo – CEN 2006
- [33] EN 1993-1-5 Eurocodice 3 : Progetto di strutture in acciaio – Parte 1-5 : regole generali - regole supplementari per lastre ortotrope in assenza di carichi trasversali – CEN 2006
- [34] CEB-FIP Model Code 1990 Design code, Thomas Telford, London, 1991
- [35] Ministero delle Infrastrutture DM 14.01.08 “Norme Tecniche per le Costruzioni”
- [36] Simplified design of composite slabs using slip block tests. G. Mohan Ganesh, A. Upadhyay, Surendra K. Kaushik – Journal of advanced concrete technology – Vol. 3, No. 3, 403-412, October 2005

- [37] Guida all'uso dell'Eurocodice 2 Progettazione di strutture in calcestruzzo armato – Vol. I. Pubblicazione Aicap, giugno 2006
- [38] Appendice Nazionale alla norma EN 1992-1-1. Ministero delle Infrastrutture, Consiglio Superiore dei LL.PP. – In corso di emanazione
- [39] Appendice Nazionale alla norma EN 1994-1-1. Ministero delle Infrastrutture, Consiglio Superiore dei LL.PP. – In corso di emanazione
- [40] CNR – Istituto per la ricerca sul legno. “Relazione sulle prove eseguite sui giunti misti legno-calcestruzzo realizzati con connettori tipo “Tecnaria connettore Base” e “Tecnaria connettore Maxi””. Firenze, marzo 2001
- [41] EN 338:2003 “Legno strutturale. Classi di resistenza”
- [42] EN 26891:1991 Strutture di legno. Assemblaggi realizzati tramite elementi meccanici di collegamento. Principi generali per la determinazione delle caratteristiche di resistenza e deformabilità
- [43] EN 1995-1-1:2005 Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici
- [44] P. Gelfi, A. Marini, “Solai in Legno-Calcestruzzo – Metodi di Verifica” L'Edilizia, No 153-154, 2008
- [45] Gelfi P., Giuriani E., “Behaviour of stud connectors in wood-concrete composite beams”, “Structural Studies, Repair and Maintenance of Historical Buildings VI”: proceedings of the sixth international conference (Stremah 99), Dresden, Germany, Wit Press, 1999, p. 565-578
- [46] Gelfi P., Giuriani E., Marini A., “Stud Shear Connection Design for Composite Concrete Slab and Wood Beams”, ASCE Journal

- of Structural Engineering, Vol. 128, No 12, pag. 1544-1550, December 2002, ISSN 0733-9445
- [47] Giuriani E., “Solai in legno rinforzati con lastra collaborante. Criteri per il dimensionamento”, L’Edilizia. 2003.
- [48] Gelfi P., Giuriani E., “Influence of Slab-Beam Slip on the Deflection of Composite Beams”, International Journal for Restoration of Buildings and Monuments, Aedificatio Verlag, , Vol. 9, No 5, 2003, pag. 475-490, ISSN 0947-4498
- [49] Capretti S., Ceccotti A., “Solai composti legno-calcestruzzo: metodo di calcolo secondo l’Eurocodice 5”, L’Edilizia n. 12, 747-752, Milano, 1992.
- [50] Ministero delle Infrastrutture. Circolare 2 febbraio 2009 contenente le Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al DM 14 gennaio 2008. Gazzetta Ufficiale n. 47 del 26 febbraio 2009 – Suppl. Ordinario n. 27.
- [51] DM 11/04/07 Ministero delle Infrastrutture - Applicazione della direttiva n. 89/106/CE sui prodotti da costruzione, recepita con decreto del Presidente della Repubblica 21 aprile 1993, n.246, relativa alla individuazione dei prodotti e dei relativi metodi di controllo della conformita' di aggregati. Gazzetta ufficiale 19/04/2007 n. 91.

Finito di stampare presso Faenza Industrie Grafiche – Faenza (RA)

Pubblicazione fuori commercio

© by Laterlite S.p.A. – tutti i diritti riservati.

Ottobre 2009