



Vincenzo Calvo – Elisabetta Scalora

Calcoli rapidi per il progettista

**CALCOLI RAPIDI PER ELEMENTI STRUTTURALI
IN CEMENTO ARMATO, ACCIAIO E MURATURA
CON IL SOFTWARE SUITE DEL CALCOLISTA 2**

VOLUME SECONDO

- Azioni e carichi sulle costruzioni
- Progettazione geotecnica
- Verifiche agli SLU e SLE
per le costruzioni in c.a., acciaio e legno
- Esempi di dimensionamento e verifica
di elementi strutturali in cemento armato,
acciaio e muratura
- CONFORME AL D.M. 14 GENNAIO 2008
NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

SOFTWARE INCLUSO

CALCOLO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI IN CEMENTO ARMATO, ACCIAIO E MURATURA

Glossario (principali termini tecnico-normativi), **F.A.Q.** (domande e risposte sui principali argomenti),

Test iniziale (verifica della formazione di base), **Test finale** (verifica dei concetti analizzati)

Vincenzo Calvo – Elisabetta Scalora
CALCOLI RAPIDI PER IL PROGETTISTA – VOLUME SECONDO

ISBN 13 978-88-8207-860-7
EAN 9 788882 078607

Software, 94
Prima edizione, giugno 2016

Calvo, Vincenzo <1976->
Calcoli rapidi per il progettista. Vol. 2. / Vincenzo Calvo,
Elisabetta Scalora. – Palermo : Grafill, 2016.
(Software ; 94)
ISBN 978-88-8207-860-7
1. Strutture – Progettazione. I. Scalora, Elisabetta <1981->.
624.171 CDD-23 SBN Pal0290772
CIP – Biblioteca centrale della Regione siciliana "Alberto Bombace"

Il volume è **disponibile in versione eBook** (formato *.pdf) compatibile con **PC, Macintosh, Smartphone, Tablet, eReader**.
Per l'acquisto di eBook e software sono previsti pagamenti con c/c postale, bonifico bancario, carta di credito e paypal.
Per i pagamenti con carta di credito e paypal è consentito il download immediato del prodotto acquistato.

Per maggiori informazioni inquadra con uno smartphone o un tablet il codice QR sottostante.



I lettori di codice QR sono disponibili gratuitamente su Play Store, App Store e Market Place.

© **GRAFILL S.r.l.**

Via Principe di Palagonia, 87/91 – 90145 Palermo
Telefono 091/6823069 – Fax 091/6823313
Internet <http://www.grafill.it> – E-Mail grafill@grafill.it

Finito di stampare nel mese di giugno 2016
presso **Officine Tipografiche Aiello & Provenzano S.r.l.** Via del Cavaliere, 93 – 90011 Bagheria (PA)

Tutti i diritti di traduzione, di memorizzazione elettronica e di riproduzione sono riservati. Nessuna parte di questa pubblicazione può essere riprodotta in alcuna forma, compresi i microfilm e le copie fotostatiche, né memorizzata tramite alcun mezzo, senza il permesso scritto dell'Editore. Ogni riproduzione non autorizzata sarà perseguita a norma di legge. Nomi e marchi citati sono generalmente depositati o registrati dalle rispettive case produttrici.

SOMMARIO

INTRODUZIONE	p.	1
1. STATI LIMITE	"	3
1.1. Introduzione.....	"	3
1.2. Stati Limite Ultimi (SLU).....	"	3
1.3. Stati Limite di Esercizio (SLE).....	"	4
2. AZIONI E CARICHI SULLE COSTRUZIONI	"	5
2.1. La classificazione delle azioni	"	5
2.2. La caratterizzazione delle azioni elementari.....	"	5
2.3. Le combinazioni delle azioni.....	"	6
2.4. Le azioni permanenti	"	8
2.5. Pesi propri dei materiali strutturali	"	8
2.6. I carichi permanenti non strutturali.....	"	9
2.6.1. Elementi divisori interni.....	"	9
2.7. I carichi variabili.....	"	10
2.7.1. Carichi variabili orizzontali	"	11
3. AZIONE DELLA NEVE	"	12
3.1. Coefficiente di forma per le coperture	"	12
3.1.1. Copertura ad una falda	"	12
3.1.2. Copertura a due falde	"	13
3.2. Coefficiente di esposizione	"	13
3.3. Valore caratteristico del carico della neve al suolo.....	"	14
4. AZIONE DEL VENTO	"	16
4.1. Velocità di riferimento	"	16
4.2. Pressione del vento	"	17
4.3. Azione tangenziale del vento	"	18
4.4. Pressione cinetica di riferimento.....	"	18
4.5. Coefficiente di esposizione.....	"	18
4.6. Coefficiente di forma	"	20
5. AZIONE SISMICA	"	21
5.1. Stati Limite e relative probabilità di superamento.....	"	21
5.2. Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche.....	"	22

5.2.1.	Categorie di sottosuolo.....	p.	22
5.2.2.	Condizioni topografiche.....	"	25
5.3.	Valutazione dell'azione sismica.....	"	25
5.3.1.	Descrizione del moto sismico in superficie e sul piano di fondazione.....	"	25
5.3.2.	Spettro di risposta elastico in accelerazione.....	"	26
5.3.2.1.	Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali.....	"	27
5.3.2.2.	Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale.....	"	29
5.3.2.3.	Spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali.....	"	30
5.3.3.	Spostamento orizzontale e velocità orizzontale del terreno.....	"	31
5.3.4.	Spettri di progetto per gli stati limite di esercizio.....	"	31
5.3.5.	Spettri di progetto per gli stati limite ultimi.....	"	31
5.3.6.	Impiego di accelerogrammi.....	"	32
5.4.	Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni.....	"	33
5.5.	Effetti della variabilità spaziale del moto.....	"	33
5.5.1.	Variabilità spaziale del moto.....	"	33
5.5.2.	Spostamento assoluto e relativo del terreno.....	"	34
6.	AZIONI DELLA TEMPERATURA.....	"	36
6.1.	Temperatura dell'aria esterna.....	"	36
6.2.	Temperatura dell'aria interna.....	"	36
6.3.	Distribuzione della temperatura negli elementi strutturali.....	"	36
6.4.	Azioni termiche sugli edifici.....	"	37
6.5.	Particolari precauzioni nel progetto di strutture soggette ad azioni termiche speciali.....	"	38
6.6.	Effetti delle azioni termiche.....	"	38
7.	AZIONI ECCEZIONALI.....	"	39
7.1.	Incendio.....	"	39
7.1.1.	Richieste di prestazione.....	"	40
7.1.2.	Classi di resistenza al fuoco.....	"	41
7.1.3.	Criteri di progettazione.....	"	41
7.1.4.	Procedura di analisi della resistenza al fuoco.....	"	41
7.2.	Esplosioni.....	"	42
7.2.1.	Classificazione delle azioni dovute alle esplosioni.....	"	43
7.2.2.	Modellazione delle azioni dovute alle esplosioni.....	"	43
7.2.3.	Criteri di progettazione.....	"	43
7.3.	Urti.....	"	44
7.3.1.	Classificazione delle azioni dovute agli urti.....	"	44
7.3.2.	Urti da traffico veicolare.....	"	44

8. PROGETTAZIONE GEOTECNICA	p.	48
8.1. Articolazione del progetto	"	48
8.2. Caratterizzazione e modellazione geologica del sito	"	48
8.3. Indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica.....	"	49
8.4. Verifiche della sicurezza e delle prestazioni	"	49
8.4.1. Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU).....	"	49
8.4.1.1. Azioni.....	"	50
8.4.1.2. Resistenze	"	51
8.4.2. Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi idraulici.....	"	51
8.4.3. Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)....	"	52
8.4.4. Impiego del metodo osservazionale.....	"	53
8.4.5. Monitoraggio del complesso opera-terreno	"	53
8.5. Stabilità dei pendii naturali.....	"	54
8.5.1. Modellazione geologica del pendio	"	54
8.5.2. Modellazione geotecnica del pendio.....	"	54
8.5.3. Verifiche di sicurezza	"	55
8.5.4. Interventi di stabilizzazione	"	55
8.5.5. Controlli e monitoraggio.....	"	55
8.6. Opere di fondazione.....	"	56
8.6.1. Fondazioni superficiali.....	"	56
8.6.1.1. Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)	"	56
8.6.1.2. Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE).....	"	57
8.6.2. Fondazioni su pali.....	"	58
8.6.2.1. Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)	"	58
8.6.2.2. Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE).....	"	62
8.6.2.3. Verifiche agli stati limite ultimi (SLU) delle fondazioni miste.....	"	63
8.6.2.4. Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) delle fondazioni miste.....	"	64
8.6.2.5. Aspetti costruttivi.....	"	64
8.6.2.6. Controlli d'integrità dei pali.....	"	64
8.6.2.7. Prove di carico	"	64
8.7. Opere di sostegno.....	"	65
8.7.1. Azioni.....	"	66
8.7.2. Verifiche agli stati limite	"	67
8.7.3. Verifiche di esercizio (SLE).....	"	70
8.8. Tiranti di ancoraggio.....	"	70
8.8.1. Criteri di progetto.....	"	70
8.8.2. Verifiche di sicurezza (SLU).....	"	71
8.8.3. Aspetti costruttivi.....	"	73
8.8.4. Prove di carico	"	73
8.9. Opere in sottterraneo.....	"	74
8.9.1. Caratterizzazione geologica	"	74
8.9.2. Caratterizzazione e modellazione geotecnica	"	75

8.9.3.	Criteri di progetto.....	p.	75
8.9.4.	Metodi di calcolo	"	75
8.9.5.	Controllo e monitoraggio.....	"	76
8.10.	Opere di materiali sciolti e fronti di scavo	"	76
8.10.1.	Criteri generali di progetto.....	"	76
8.10.2.	Verifiche di sicurezza (SLU).....	"	76
8.10.3.	Verifiche in condizioni di esercizio (SLE).....	"	78
8.10.4.	Aspetti costruttivi.....	"	78
8.10.5.	Controlli e monitoraggio.....	"	78
8.10.6.	Fronti di scavo.....	"	78
8.11.	Miglioramento e rinforzo dei terreni e delle rocce	"	79
8.11.1.	Monitoraggio.....	"	79
8.12.	Consolidamento geotecnico di opere esistenti	"	79
8.12.1.	Indagini geotecniche e caratterizzazione geotecnica	"	80
8.12.2.	Tipi di consolidamento geotecnico	"	80
8.12.3.	Controlli e monitoraggio.....	"	81
8.13.	Discariche controllate e rifiuti e depositi di inerti.....	"	81
8.13.1.	Discariche controllate	"	81
8.13.2.	Depositi di inerti.....	"	82
8.14.	Fattibilità di opere su grandi aree	"	82
8.14.1.	Indagini specifiche	"	83
9.	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE		
	PER LE COSTRUZIONI IN CEMENTO ARMATO	"	84
9.1.	Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)	"	84
9.1.1.	Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo	"	84
9.1.2.	Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo.....	"	84
9.1.3.	Resistenza di calcolo dell'acciaio	"	84
9.1.4.	Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo	"	85
9.1.5.	Resistenza a sforzo normale e flessione (elementi monodimensionali)	"	85
9.1.6.	Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio	"	86
9.1.7.	Elementi con armature trasversali resistenti al taglio	"	87
9.1.8.	Verifica al punzonamento di lastre soggette a carichi concentrati	"	88
9.1.9.	Resistenza nei confronti di sollecitazioni torcenti	"	98
9.1.10.	Resistenza di elementi tozzi, nelle zone diffusive e nei nodi	"	100
9.1.11.	Resistenza a fatica.....	"	101
9.1.12.	Verifica dell'aderenza delle barre di acciaio con il calcestruzzo	"	101
9.2.	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)	"	101
9.2.1.	Verifiche di deformabilità.....	"	102
9.2.2.	Verifica delle vibrazioni	"	103

9.2.3.	Verifica di fessurazione	p.	103
9.2.4.	Verifica delle tensioni di esercizio	"	109
9.2.5.	Verifica per situazioni transitorie	"	109
9.2.6.	Verifica per situazioni eccezionali.....	"	110
9.2.7.	Dettagli costruttivi per travi e pilastri	"	110
9.3.	Dettagli costruttivi	"	112
9.3.1.	Limitazioni geometriche	"	112
9.3.2.	Limitazioni di armatura.....	"	113
10.	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE		
	PER LE COSTRUZIONI IN ACCIAIO	"	117
10.1.	Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)	"	117
10.1.1.	Resistenza di calcolo a trazione	"	117
10.1.2.	Resistenza di calcolo a compressione	"	118
10.1.3.	Resistenza di calcolo a flessione retta	"	118
10.1.4.	Resistenza di calcolo a taglio	"	119
10.1.5.	Resistenza di calcolo a torsione	"	121
10.1.6.	Resistenza di calcolo a flessione e taglio	"	121
10.1.7.	Resistenza di calcolo a presso o tenso flessione retta	"	122
10.1.8.	Resistenza di calcolo a presso o tenso flessione biassiale.....	"	122
10.1.9.	Resistenza di calcolo a flessione, taglio e sforzo assiale.....	"	123
10.2.	Stabilità delle aste compresse	"	123
10.3.	Stabilità delle travi inflesse	"	125
10.4.	Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)	"	128
10.4.1.	Spostamenti verticali.....	"	128
10.4.2.	Spostamenti orizzontali.....	"	129
10.5.	Unioni	"	130
10.5.1.	Unioni con bulloni, chiodi e perni soggetti a carichi statici.....	"	130
10.5.2.	Unioni saldate	"	136
10.6.	Requisiti per la progettazione e l'esecuzione	"	140
10.6.1.	Spessori limite.....	"	140
10.6.2.	Acciaio incrudito.....	"	141
10.6.3.	Giunti di tipo misto	"	141
10.6.4.	Problematiche specifiche.....	"	141
10.6.5.	Apparecchi di appoggio	"	141
10.6.6.	Verniciatura e zincatura.....	"	141
10.6.7.	Criteri di durabilità	"	142
10.6.8.	Resistenza al fuoco	"	142
11.	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE		
	PER LE COSTRUZIONI IN LEGNO	"	143
11.1.	Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)	"	143
11.1.1.	Verifiche di resistenza	"	143

11.1.2.	Trazione parallela alla fibratura	p.	144
11.1.3.	Trazione perpendicolare alla fibratura	"	145
11.1.4.	Compressione parallela alla fibratura.....	"	145
11.1.5.	Compressione perpendicolare alla fibratura.....	"	146
11.1.6.	Compressione inclinata rispetto alla fibratura.....	"	146
11.1.7.	Flessione.....	"	147
11.1.8.	Tensoflessione	"	148
11.1.9.	Pressoflessione	"	149
11.1.10.	Taglio	"	149
11.1.11.	Torsione.....	"	151
11.1.12.	Taglio e torsione.....	"	151
11.2.	Verifiche di stabilità	"	151
11.2.1.	Elementi inflessi (instabilità di trave)	"	152
11.2.2.	Elementi compressi (instabilità di colonna).....	"	152
11.3.	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE).....	"	153
12.	ESEMPI DI CALCOLO.....	"	157
12.1.	Calcolo del modulo elastico del calcestruzzo.....	"	157
12.2.	Controllo di accettazione del cls – Tipo A.....	"	157
12.3.	Controllo di accettazione del cls – Tipo B.....	"	158
12.4.	Calcolo dell'azione della neve al suolo	"	161
12.5.	Calcolo dell'azione del vento	"	162
12.6.	Verifica a compressione di una sezione rettangolare in c.a.....	"	164
12.7.	Progetto di una sezione rettangolare in c.a. soggetta a sforzo normale di compressione	"	165
12.8.	Verifica a trazione di una sezione rettangolare in c.a.....	"	166
12.9.	Calcolo della tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo.....	"	166
12.10.	Verifica di un architrave in acciaio su una parete in muratura.....	"	167
12.11.	Dimensionamento di un portale in acciaio	"	172
12.12.	Verifica per carichi concentrati sulla muratura	"	174
12.13.	Verifica di stabilità delle aste compresse in acciaio.....	"	175
12.14.	Verifica dei limiti geometrici di una trave di elevazione in c.a.....	"	177
12.15.	Verifica dei limiti geometrici di un pilastro in c.a.....	"	177
12.16.	Verifica dei limiti di armatura longitudinale e trasversale di una trave di elevazione in c.a.....	"	178
12.17.	Verifica a flessione di una sezione rettangolare in c.a.....	"	180
12.18.	Verifica dei limiti di armatura longitudinale e trasversale di un pilastro in c.a.....	"	182
12.19.	Verifica a taglio di una sezione rettangolare in c.a. senza armatura trasversale	"	183
12.20.	Verifica a punzonamento – Pilastro interno soggetto a sforzo normale	"	184
12.21.	Verifica di fessurazione di una sezione rettangolare in c.a. – SLE	"	187

12.22. Verifica a flessione di una trave in acciaio di classe 2	p.	194
12.23. Verifica a taglio di una trave in acciaio di classe 2	"	196
12.24. Verifica degli spostamenti verticali (SLE) per le travi di un solaio in acciaio	"	197
12.25. Verifica a trazione parallela alla fibratura di una trave in legno	"	199
12.26. Verifica a compressione parallela alla fibratura di una trave in legno.....	"	199
12.27. Verifica a flessione di una trave in legno	"	200
12.28. Verifica a tensoflessione di una trave in legno	"	202
12.29. Verifica a pressoflessione di una trave in legno	"	204
12.30. Verifica a taglio di una trave in legno	"	205
12.31. Verifica a instabilità di trave (strutture in legno)	"	207
12.32. Verifica a instabilità di colonna (strutture in legno).....	"	209
12.33. Verifica a deformazione (strutture in legno)	"	210
12.34. Calcolo del peso specifico di un campione di terreno	"	212
12.35. Calcolo dello stato tensionale di un terreno.....	"	215
12.36. Calcolo dello stato tensionale in un punto di un terreno.....	"	215
12.37. Calcolo dello stato tensionale in più punti di un terreno	"	216
12.38. Calcolo del carico limite di una fondazione nastriforme.....	"	217
12.39. Calcolo del carico limite di una fondazione	"	218
12.40. Calcolo della larghezza di una fondazione nastriforme.....	"	219
13. INSTALLAZIONE DEL SOFTWARE		
“SUITE DEL CALCOLISTA 2”	"	220
13.1. Note sul software incluso.....	"	220
13.2. Requisiti hardware e software.....	"	220
13.3. Download del software e richiesta della password di attivazione.....	"	220
13.4. Installazione ed attivazione del software	"	221
14. MANUALE D’USO DEL SOFTWARE		
“SUITE DEL CALCOLISTA 2”	"	223
14.1. Verifica a punzonamento	"	224
14.2. Dati CLS e Acciaio	"	225
14.3. Dati relativi all’armatura della soletta	"	226
14.4. Dati relativi alla geometria del sistema pilastro trave.....	"	226
14.5. Dati relativi alle sollecitazioni	"	227
14.6. Verifica di un architrave in acciaio	"	227
14.7. Calcolo della tensione tangenziale di aderenza tra acciaio-clc	"	230
14.8. Verifica di un carico concentrato su una muratura.....	"	230
14.9. Verifica dei limiti di armatura	"	231
14.10. Dimensionamento di un portale in acciaio	"	232
14.11. Verifica di stabilità delle aste compresse	"	232
14.12. Verifica dei limiti geometrici per travi e pilastri	"	233

15. SAGOMARI DEI PROFILATI IN ACCIAIO	p.	234
15.1. IPE	"	234
15.2. INP	"	235
15.3. HEA	"	236
15.4. HEB	"	237
15.5. HEM	"	238
15.6. Tubi in acciaio a sezione quadrata	"	239
15.7. Tubi in acciaio a sezione rettangolare	"	240
16. TABELLE DELLE CLASSI DI RESISTENZA PER IL LEGNO MASSICCIO E LAMELLARE	"	243
16.1. Classi di resistenza per legno massiccio di conifera e pioppo (Tabella 3.2 della norma UNI EN 338:2009)	"	243
16.2. Classi di resistenza per legno massiccio di latifolia (Tabella 3.3 della norma UNI EN 1194:2000)	"	243
16.3. Classi di resistenza per legno lamellare incollato di conifera (Tabella 3.4 della norma UNI EN 1194:2000)	"	244
16.4. Classi di resistenza per specie legnose di provenienza italiana (Tabella 18.3 della norma UNI EN 11035)	"	244
GLOSSARIO	"	245
F.A.Q. DOMANDE E RISPOSTE SUI PRINCIPALI ARGOMENTI	"	247
TEST INIZIALE (verifica della formazione di base)	"	250
TEST FINALE (verifica dei concetti analizzati)	"	255
RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI E NORMATIVI	"	260

INTRODUZIONE

Il presente libro si configura come un manuale tecnico, per i professionisti che si occupano di progettazione strutturale che riguarda opere in cemento armato, acciaio, legno e muratura.

Il tema della progettazione strutturale nelle costruzioni è stato svolto secondo la nuova normativa nazionale, D.M. 14 gennaio 2008 «*Norme Tecniche per le Costruzioni*» (NTC 2008) e la Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 «*Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni*».

Per le strutture in cemento armato, in special modo per la verifica a punzonamento sono state integrate le norme italiane con l'Eurocodice 2, essendo considerato nelle NTC come normativa di comprovata validità, lo stesso è stato fatto per le strutture in legno, in cui la normativa italiana è stata integrata con l'Eurocodice 5 (UNI-EN 1995-1-2).

Come per il primo volume, il testo può essere suddiviso in quattro parti: la prima contiene nozioni sulle azioni e carichi sulle costruzioni (azione della neve, azione del vento, azione sismica, azione della temperatura ed azioni eccezionali), la seconda parte si occupa della progettazione geotecnica, la terza contiene le verifiche agli stati limite ultimi (SLU) e agli stati limite di esercizio (SLE) per le costruzioni in cemento armato, acciaio e legno, mentre l'ultima parte contiene diversi esempi di calcolo, conferendo al volume un aspetto più pratico che teorico, come ad esempio: calcolo dell'azione della neve, calcolo dell'azione del vento, dimensionamento di un portale in acciaio, calcolo della tensione di aderenza acciaio-calcestruzzo, verifica per carichi concentrati sulla muratura, verifica dei limiti geometrici di travi e pilastri in cemento armato, verifica dei limiti di armatura longitudinale e trasversale di travi e pilastri in c.a., verifica di fessurazione di sezioni in c.a., verifica a punzonamento, verifica degli spostamenti verticali (SLE) per le travi di un solaio in acciaio, verifiche di deformazione per le strutture in legno, calcolo dello stato tensionale di un terreno, calcolo del carico limite di una fondazione, ecc.

Il testo si conclude con i capitoli contenenti la descrizione e il manuale d'uso del software allegato **Suite del calcolista 2**. Poiché le NTC 2008 richiedono al progettista strutturale la validazione dei codici di calcolo, il software allegato risulta un sostegno per il professionista per eseguire il controllo dei risultati delle elaborazioni ottenute dai programmi di calcolo; mediante il programma **Suite del calcolista 2** si possono calcolare e verificare velocemente elementi strutturali in cemento armato, acciaio e muratura.

Arch. Elisabetta Scalora

Ing. Vincenzo Calvo

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE PER LE COSTRUZIONI IN CEMENTO ARMATO

9.1. Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

Le resistenze di calcolo f_d indicano le resistenze dei materiali, calcestruzzo ed acciaio, ottenute mediante l'espressione:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}$$

dove:

- f_k , sono le resistenze caratteristiche del materiale;
- γ_M , sono i coefficienti parziali per le resistenze, comprensivi delle incertezze del modello e della geometria, che possono variare in funzione del materiale, della situazione di progetto e della particolare verifica in esame.

9.1.1. Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo

Per il calcestruzzo la resistenza di calcolo a compressione, f_{cd} , è fornita dalla seguente espressione:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$$

dove:

- α_{cc} , è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata, $\alpha_{cc} = 0,85$;
- γ_c , è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, $\gamma_c = 1,5$;
- f_{ck} , è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

9.1.2. Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo

La resistenza di calcolo a trazione, f_{ctd} , vale:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$$

dove:

- γ_c , coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, $\gamma_c = 1,5$;
- f_{ctk} , resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo.

9.1.3. Resistenza di calcolo dell'acciaio

La resistenza di calcolo dell'acciaio f_{yd} è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

dove:

- γ_s , è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio, $\gamma_s = 1,15$;
- f_{yk} , per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

9.1.4. Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo

La resistenza tangenziale di aderenza di calcolo, f_{bd} , vale:

$$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c}$$

dove:

- γ_c , coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, $\gamma_c = 1,5$;
- f_{bk} , resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data dalla seguente espressione:

$$f_{bk} = 2,25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}$$

in cui:

- $\eta = 1,0$ per barre di diametro $\phi \leq 32$ mm;
- $\eta = \frac{(132 - \phi)}{100}$ per barre di diametro $\phi < 32$ mm.

Nel caso di armature molto addensate o ancoraggi in zona di calcestruzzo teso, la resistenza di aderenza va ridotta dividendola almeno per 1,5.

9.1.5. Resistenza a sforzo normale e flessione (elementi monodimensionali)

Con riferimento alla sezione pressoinflessa, rappresentata nell'immagine sottostante, la verifica di resistenza (SLU), ai sensi del § 4.1.2.1.2.4 delle NTC 2008, si esegue controllando che:

$$M_{Rd} = M_{Rd} \cdot (N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove:

- M_{Rd} , valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;
- N_{Ed} , valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;
- M_{Ed} , valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

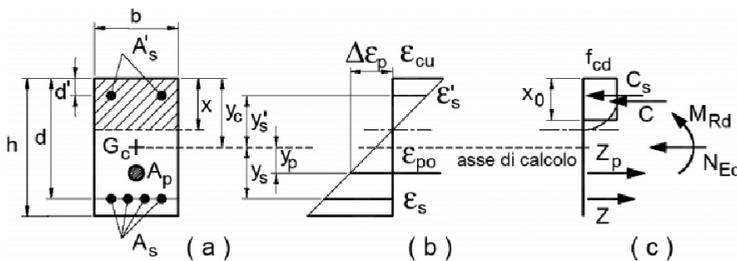


Figura 9.1. Sezione pressoinflessa (Figura 4.1.3 delle NTC 2008)

Nel caso di pilastri soggetti a compressione assiale, si deve comunque assumere una componente flettente dello sforzo $M_{Ed} = e \cdot N_{Ed}$ con eccentricità e pari almeno a $0,05 \cdot h \geq 20$ mm (con h altezza della sezione).

Nel caso di pressoflessione deviata la verifica della sezione può essere posta nella seguente forma:

$$\left(\frac{M_{Eyd}}{M_{Ryd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{Ezd}}{M_{Rzd}} \right)^\alpha \leq 1$$

dove

- M_{Eyd} e M_{Ezd} , sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi y e z ;
- M_{Ryd} e M_{Rzd} , sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi y e z .

L'esponente α può dedursi in funzione della geometria della sezione e dei seguenti parametri:

$$\nu = \frac{N_{Ed}}{N_{Rcd}}$$

$$\omega_t = \frac{A_t \cdot f_{yd}}{N_{Rcd}}$$

con $N_{Rd} = A_c \cdot f_{cd}$.

In mancanza di una specifica valutazione, può porsi cautelativamente $\alpha = 1$.

9.1.6. Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio V_{Rd} di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

La verifica di resistenza (SLU) si pone ai sensi del § 4.1.2.1.3.1 delle NTC 2008:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con la seguente espressione:

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d$$

con:

$$k = 1 + \left(\frac{200}{d} \right)^{1/2} < 2$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

e dove:

- d , altezza utile della sezione (in mm);
- $\rho_1 = \frac{A_{sl}}{(b_w \cdot d)}$, rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c}$, tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 \cdot f_{cd}$);
- b_w , larghezza minima della sezione (in mm).

In presenza di significativi sforzi di trazione, la resistenza a taglio del calcestruzzo è da considerarsi nulla e, in tal caso, non è possibile adottare elementi sprovvisti di armatura trasversale.

Le armature longitudinali, oltre ad assorbire gli sforzi conseguenti alle sollecitazioni di flessione, devono assorbire quelli provocati dal taglio dovuti all'inclinazione delle fessure rispetto all'asse della trave, inclinazione assunta pari a 45° . In particolare, in corrispondenza degli appoggi, le armature longitudinali devono assorbire uno sforzo pari al taglio sull'appoggio.

9.1.7. Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio (§ 4.1.2.1.3.2 delle NTC 2008).

Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg}\theta \leq 2,5$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con la seguente espressione:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \text{sen}\alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = \frac{0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)}{(1 + \text{ctg}^2\theta)}$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

dove:

- d , altezza utile della sezione (in mm);
- b_w , larghezza minima della sezione (in mm);
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c}$ tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 \cdot f_{cd}$);
- A_{sw} , area dell'armatura trasversale;
- s , interasse tra due armature trasversali consecutive;
- α , angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
- f'_{cd} , resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$);
- α_c , coefficiente maggiorativo pari a:
 - $\alpha_c = 1$, per membrature non compresse;
 - $\alpha_c = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}$, per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 \cdot f_{cd}$;
 - $\alpha_c = 1,25$, per $0,25 \leq \sigma_{cp} < 0,5 \cdot f_{cd}$;
 - $\alpha_c = 1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}$, per $0,5 \leq \sigma_{cp} < f_{cd}$.

In presenza di significativo sforzo assiale, ad esempio conseguente alla precompressione, si dovrà aggiungere la limitazione:

$$(\text{ctg}\theta_l \leq \text{ctg}\theta)$$

dove θ_l è l'angolo di inclinazione della prima fessurazione ricavato da $\text{ctg}\theta_l = \tau / \sigma_l$ mentre τ e σ_l sono rispettivamente la tensione tangenziale e la tensione principale di trazione sulla corda baricentrica della sezione intesa interamente reagente.

Le armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, dovranno essere prolungate di una misura pari a:

$$a_1 = \frac{0,9 \cdot d \cdot (\text{ctg}\theta - \text{ctg}\alpha)}{2} \geq 0$$

9.1.8. Verifica al punzonamento di lastre soggette a carichi concentrati

Il punzonamento può essere determinato da un carico concentrato o da una reazione agente su area relativamente piccola di una piastra o di una fondazione, definita "area caricata".

Le lastre devono essere verificate nei riguardi del punzonamento allo stato limite ultimo, in corrispondenza dei pilastri e di carichi concentrati (§ 4.1.2.1.3.4 delle NTC 2008).

In mancanza di un'armatura trasversale appositamente dimensionata, la resistenza al punzonamento deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo, intendendo la sollecitazione distribuita su di un

perimetro efficace di piastra distante $2 \cdot d$ dall'impronta caricata, con d altezza utile (media) della piastra stessa.

Nel caso in cui si disponga una apposita armatura, l'intero sforzo allo stato limite ultimo dovrà essere affidato all'armatura. Nel caso di piastre di fondazione si adotteranno opportuni adattamenti del modello sopra citato.

Le NTC non forniscono nessuna indicazione per il calcolo della resistenza a taglio-punzonamento, pertanto si può fare riferimento alla sezione 6.4 dell'EC2.

Il progetto o la verifica a punzonamento si conduce effettuando prima la verifica della resistenza a punzonamento in assenza di armatura specifica, se questa non risulta soddisfatta bisogna determinare la quantità di armatura da aggiungere e l'estensione della zona da armare.

L'Eurocodice 2 propone un modello appropriato di verifica al punzonamento allo stato limite ultimo, così come rappresentato nell'immagine di seguito riportata:

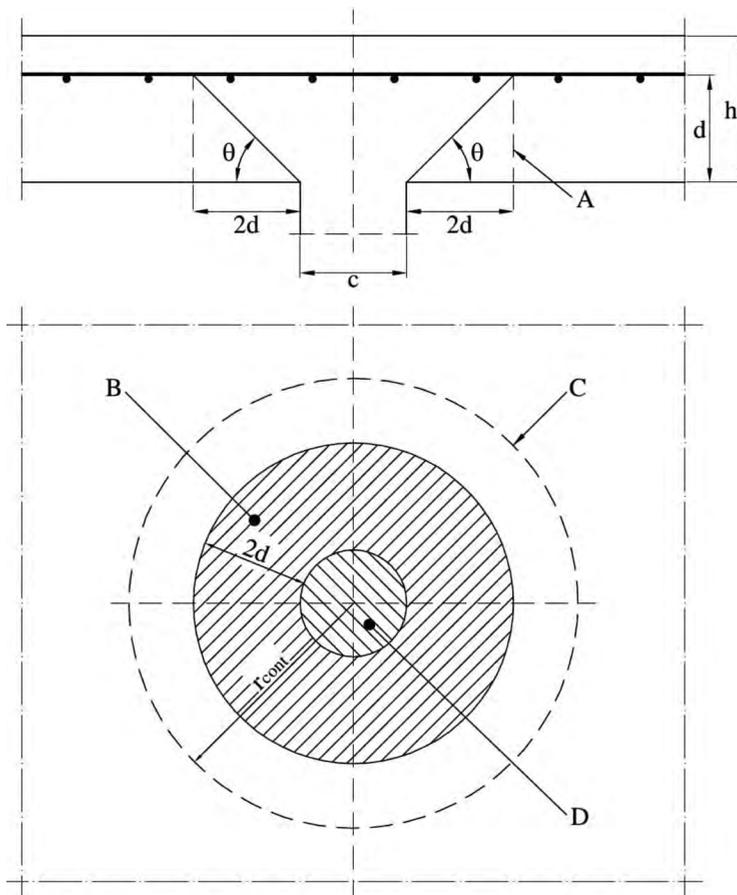


Figura 9.2. Modello di verifica al punzonamento allo stato limite ultimo secondo l'Eurocodice 2. Legenda: a) sezione; b) pianta; A, sezione di base per la verifica; B, area di verifica di base A_{cont} ; C, perimetro di verifica di base, u_1 ; D, area caricata A_{load} ; r_{cont} , ulteriore perimetro di verifica; $\theta = \arctan(1/2) = 26,6^\circ$

Il perimetro di verifica di base u_1 può generalmente essere collocato a una distanza $2,0 \cdot d$ dall'area caricata e si raccomanda che sia definito come quello di minima lunghezza, come illustrato nell'immagine seguente:

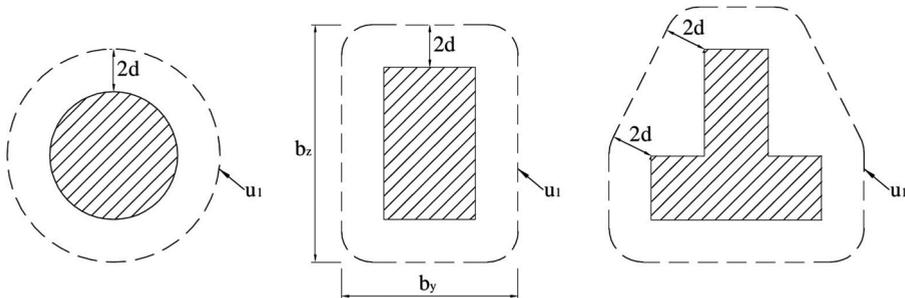


Figura 9.3. Perimetro di verifica di base

L'altezza utile della soletta è supposta costante e può generalmente essere assunta pari a:

$$d = \frac{d_y + d_z}{2}$$

dove d_y e d_z sono le altezze utili relative alle armature poste nelle due direzioni ortogonali.

Il procedimento di calcolo per il taglio-punzonamento si fonda sulle verifiche alla faccia del pilastro e al perimetro di verifica di base u_1 . Se è richiesta l'armatura a taglio, si raccomanda che un ulteriore perimetro di verifica $u_{out,ef}$ sia trovato laddove l'armatura a taglio non è più richiesta.

Si definiscono le seguenti tensioni di taglio di progetto [MPa] lungo le sezioni di verifica:

- $V_{Rd,c}$, è il valore di progetto del taglio-punzonamento resistente di una piastra, priva di armature per il taglio-punzonamento, lungo la sezione di verifica considerata.
- $V_{Rd,cs}$, è il valore di progetto del taglio-punzonamento resistente di una piastra dotata di armature per il taglio-punzonamento, lungo la sezione di verifica considerata.
- $V_{Rd,max}$, è il valore di progetto del massimo taglio-punzonamento resistente lungo la sezione di verifica considerata.

Si raccomanda di effettuare le seguenti verifiche:

- 1) Lungo il perimetro del pilastro, o il perimetro dell'area caricata, si raccomanda che la massima tensione di taglio-punzonamento non sia superata:

$$V_{Ed} < V_{Rd,max}$$

- 2) L'armatura per il taglio-punzonamento non è necessaria se:

$$V_{Ed} < V_{Rd,c}$$

- 3) Se V_{Ed} supera il valore $V_{Rd,c}$ per la sezione di verifica considerata, si raccomanda che sia disposta l'armatura per il taglio-punzonamento.

Se la reazione d'appoggio è eccentrica rispetto al perimetro di verifica, si raccomanda di assumere come tensione massima di taglio il valore:

$$V_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_i \cdot d}$$

dove:

- d , è l'altezza utile media della piastra, che si può assumere come $d = \frac{d_y + d_z}{2}$ dove d_y e d_z sono le altezze utili nelle direzioni y e z della sezione di verifica;
- u_i , è la lunghezza del perimetro di verifica considerato;
- β , è dato dalla seguente espressione:

$$\beta = 1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1}$$

dove:

- u_1 , è la lunghezza del perimetro di verifica di base;
- k , è un coefficiente che dipende dal rapporto fra le dimensioni del pilastro c_1 e c_2 : il suo valore è funzione delle proporzioni del momento sbilanciato trasmesso da taglio non uniforme e da flessione e torsione;

Tabella 9.1. Prospetto 6.1 dell'EC 2 – Valori di k per aree caricate rettangolari

c_1/c_2	$\leq 0,5$	1,0	2,0	$\geq 3,0$
k	0,45	0,60	0,70	0,80

- W_1 , corrisponde a una distribuzione di taglio ed è funzione del perimetro di verifica di base u_1 :

$$W_1 = \int_0^{u_i} |e| \cdot dl$$

- dl , è la lunghezza infinitesima del perimetro (differenziale);
- e , è la distanza di dl dall'asse intorno al quale agisce il momento M_{Ed} .

Per un pilastro rettangolare:

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + (c_1 \cdot c_2) + (4 \cdot c_2 \cdot d) + (16 \cdot d^2) + (2 \cdot \pi \cdot d \cdot c_1)$$

dove:

- c_1 , è la dimensione del pilastro parallela all'eccentricità del carico;
- c_2 , è la dimensione del pilastro perpendicolare all'eccentricità del carico.

Per un pilastro circolare interno, β ha l'espressione:

$$\beta = 1 + 0,6 \cdot \pi \cdot \frac{e}{D + 4 \cdot d}$$

dove D è il diametro del pilastro circolare.

Per un *pilastro rettangolare interno*, se il carico è eccentrico in entrambe le direzioni, si può usare la seguente espressione approssimata di β :

$$\beta = 1 + 1,8 \cdot \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2}$$

dove:

- e_y e e_z , sono le eccentricità M_{Ed}/V_{Ed} secondo gli assi y e z rispettivamente;
- b_y e b_z , sono le dimensioni del perimetro di verifica.

Nel caso dei pilastri di bordo, in cui l'eccentricità perpendicolare al bordo della piastra (risultante da un momento rispetto a un asse parallelo al bordo della piastra) è verso l'interno e non vi è eccentricità parallela al bordo, la forza di punzonamento può considerarsi uniformemente distribuita lungo il perimetro di verifica u_1^* come mostrato nella figura seguente:

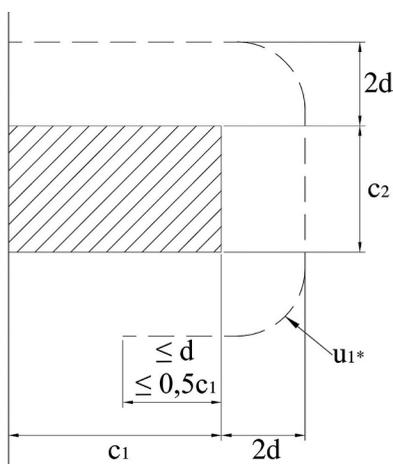


Figura 9.4. Pilastro di bordo

Se vi sono eccentricità in entrambe le direzioni ortogonali, β può essere determinato con la seguente espressione:

$$\beta = \frac{u_1}{u_1^*} + k \cdot \frac{u_1}{W_1} \cdot e_{par}$$

dove:

- u_1 , è il perimetro di verifica di base;
- u_1^* , è il perimetro di verifica di base ridotto;
- e_{par} , è l'eccentricità parallela al bordo della piastra prodotta da un momento rispetto a un asse perpendicolare al bordo della piastra;
- k , può essere determinato dal prospetto 6.1 dell' EC 2 con il rapporto c_1/c_2 sostituito da $c_1/2 \cdot c_2$;
- W_1 , è calcolato per il perimetro di verifica di base u_1 .

Per un pilastro rettangolare come indicato nell'immagine sopraindicata:

$$W_1 = \frac{c_2^2}{4} + (c_1 \cdot c_2) + (4 \cdot c_1 \cdot d) + (8 \cdot d^2) + (\pi \cdot d \cdot c_2)$$

Se l'eccentricità perpendicolare al bordo della piastra è rivolta non verso l'interno, si applica l'espressione:

$$\beta = 1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1}$$

Si raccomanda che nel calcolo di W_1 l'eccentricità e sia misurata dal centro del perimetro di verifica.

Nel caso dei *pilastri d'angolo*, se l'eccentricità è verso l'interno della piastra, si assume che la forza di punzonamento sia uniformemente distribuita lungo il perimetro di verifica ridotto u_1^* , come definito nella figura sottostante.

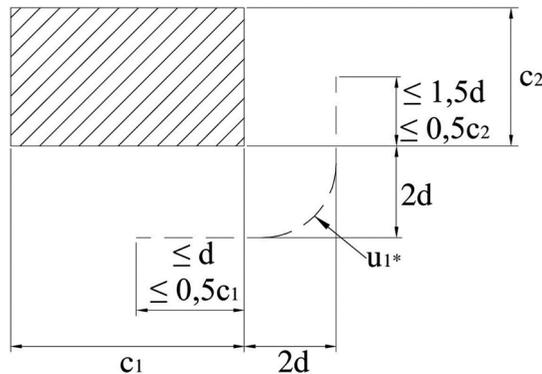


Figura 9.5. *Pilastro di angolo*

Il valore di β può allora essere considerato come:

$$\beta = \frac{u_1}{u_1^*}$$

Se l'eccentricità è verso l'esterno, si applica l'espressione:

$$\beta = 1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1}$$

Per strutture la cui stabilità trasversale non dipende dal funzionamento a telaio del complesso piastra-pilastri, e se le luci adiacenti non differiscono in lunghezza più del 25%, per β si possono adottare valori approssimati.

Valori di β da adottare in uno stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. I valori raccomandati sono dati nella figura seguente:

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE PER LE COSTRUZIONI IN ACCIAIO

10.1. Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

La resistenza di calcolo delle membrature R_d è calcolata mediante la seguente espressione (§ 4.2.4.1.1 – NTC 2008):

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$$

dove:

- R_k , valore caratteristico della resistenza – trazione, compressione, flessione, taglio e torsione – della membratura, determinata dai valori caratteristici delle resistenza dei materiali f_{yk} e dalle caratteristiche geometriche degli elementi strutturali, dipendenti dalla classe della sezione.
- γ_M , fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato.

Per le verifiche di resistenza delle sezioni delle membrature, si adottano i fattori parziali γ_{M0} e γ_{M2} indicati nella Tab. 4.2.V. Il coefficiente di sicurezza γ_{M2} , in particolare, deve essere impiegato qualora si eseguano verifiche di elementi tesi nelle zone di unione delle membrature indebolite dai fori.

Per valutare la stabilità degli elementi strutturali compressi, inflessi e presso-inflessi, si utilizza il coefficiente parziale di sicurezza γ_{M1} .

Tabella 10.1. Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità (Tab. 4.2.V – NTC 2008)

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

10.1.1. Resistenza di calcolo a trazione

La forza di trazione di calcolo N_{Ed} deve rispettare la seguente condizione (§ 4.2.4.1.2 – NTC 2008):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

dove:

- $N_{t,Rd}$, è la resistenza di calcolo a trazione.

Nel caso di membrature con sezioni indebolite da fori per collegamenti bullonati o chiodati $N_{t,Rd}$ deve essere assunta pari al minore dei valori seguenti:

a) la resistenza plastica della sezione lorda, A :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

b) la resistenza a rottura della sezione netta, A_{net} , in corrispondenza dei fori per i collegamenti:

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}}$$

Qualora il progetto preveda la gerarchia delle resistenze, come avviene in presenza di azioni sismiche, la resistenza plastica della sezione lorda, $N_{pl,Rd}$, deve risultare minore della resistenza a rottura delle sezioni indebolite dai fori per i collegamenti, $N_{u,Rd}$:

$$N_{pl,Rd} \leq N_{u,Rd}$$

10.1.2. Resistenza di calcolo a compressione

La forza di compressione di calcolo N_{Ed} deve rispettare la seguente condizione (§ 4.2.4.1.2 – NTC 2008):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

dove:

– $N_{c,Rd}$, è la resistenza di calcolo a compressione e vale:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3;}$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 4.}$$

Non è necessario dedurre l'area dei fori per i collegamenti bullonati o chiodati, purché in tutti i forisiano presenti gli elementi di collegamento e non siano presenti fori sovradimensionati o asolati.

10.1.3. Resistenza di calcolo a flessione retta

Il momento flettente di calcolo M_{Ed} deve rispettare la seguente condizione (§ 4.2.4.1.2 – NTC 2008):

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

dove:

- $M_{c,Rd}$, è la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione e vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2;}$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 3;}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 4;}$$

per le sezioni di classe 3, $W_{el,min}$ è il modulo resistente elastico minimo della sezione in acciaio; per le sezioni di classe 4, invece, il modulo $W_{eff,min}$ è calcolato eliminando le parti della sezione inattive a causa dei fenomeni di instabilità locali, secondo il procedimento esposto in UNI EN 1993-1-5, e scegliendo il minore tra i moduli così ottenuti.

Negli elementi inflessi caratterizzati da giunti strutturali bullonati, la presenza dei fori nelle piattabande dei profili può essere trascurata nel calcolo del momento resistente se è verificata la relazione:

$$\frac{0,9 \cdot A_{f,net} \cdot f_{t,k}}{\gamma_{M2}} \leq \frac{A_f \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

dove A_f è l'area della piattabanda lorda, $A_{f,net}$ è l'area della piattabanda al netto dei fori e f_t è la resistenza ultima dell'acciaio.

10.1.4. Resistenza di calcolo a taglio

Il valore di calcolo dell'azione tagliante V_{Ed} deve rispettare la seguente condizione (§ 4.2.4.1.2 – NTC 2008):

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

dove $V_{c,Rd}$, è la resistenza di calcolo a taglio e in assenza di torsione vale:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

dove A_v , è l'area resistente a taglio.

- Per profilati ad I e ad H caricati nel piano dell'anima si può assumere:

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$$

- Per profilati a C o ad U caricati nel piano dell'anima si può assumere:

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + r) \cdot t_f$$

- Per profilati ad I e ad H caricati nel piano delle ali si può assumere:

$$A_v = A - \sum (h_w \cdot t_w)$$

- Per profilati a T caricati nel piano dell'anima si può assumere:

$$A_v = 0,9 \cdot (A - b \cdot t_f)$$

- Per profili rettangolari cavi “profilati a caldo” di spessore uniforme si può assumere:

$$A_v = \frac{A \cdot h}{(b + h)} \text{ quando il carico è parallelo all'altezza del profilo;}$$

$$A_v = \frac{A \cdot b}{(b + h)} \text{ quando il carico è parallelo alla base del profilo.}$$

- Per sezioni circolari cave e tubi di spessore uniforme:

$$A_v = \frac{2 \cdot A}{\pi}$$

dove:

- A , è l'area lorda della sezione del profilo;
- b , è la larghezza delle ali per i profilati e la larghezza per le sezioni cave;
- h_w , è l'altezza dell'anima;
- h , è l'altezza delle sezioni cave;
- r , è il raggio di raccordo tra anima ed ala;
- t_f , è lo spessore delle ali;
- t_w , è lo spessore dell'anima.

In presenza di torsione, la resistenza a taglio del profilo deve essere opportunamente ridotta.

Per le sezioni ad I o H la resistenza a taglio ridotta è data dalla formula:

$$V_{c,Rd,red} = V_{c,Rd} \cdot \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1,25 \cdot f_{yk} \cdot \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}}$$

dove $\tau_{t,Ed}$ è la tensione tangenziale massima dovuta alla torsione uniforme.

Per sezioni cave, invece, la formula è:

$$V_{c,Rd,red} = \left[1 - \frac{\tau_{Ed}}{\left(\frac{f_{yk}}{\sqrt{3}} \cdot \gamma_{M0} \right)} \right] \cdot V_{c,Rd}$$

La verifica a taglio della sezione può anche essere condotta in termini tensionali (verifica elastica) nel punto più sollecitato della sezione trasversale utilizzando la formula:

$$\frac{\tau_{Ed}}{\left(\frac{f_{yk}}{\sqrt{3}} \cdot \gamma_{M0}\right)} \leq 1,0$$

dove τ_{Ed} , è valutata in campo elastico lineare.

10.1.5. Resistenza di calcolo a torsione

Per gli elementi soggetti a torsione, quando possano essere trascurate le distorsioni della sezione, la sollecitazione torcente di progetto, T_{Ed} , deve soddisfare la relazione:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{c,Rd}} \leq 1$$

essendo T_{Rd} la resistenza torsionale di progetto della sezione trasversale.

La torsione agente T_{Ed} può essere considerata come la somma di due contributi:

$$T_{Ed} = T_{t,Ed} + T_{w,Ed}$$

dove:

- $T_{t,Ed}$, è la torsione uniforme;
- $T_{w,Ed}$, è la torsione per ingobbamento impedito.

10.1.6. Resistenza di calcolo a flessione e taglio

Se il taglio di calcolo V_{Ed} è inferiore a metà della resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd}$:

$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot V_{c,Rd}$$

si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione, eccetto nei casi in cui l'instabilità per taglio riduca la resistenza a flessione della sezione.

Se il taglio di calcolo V_{Ed} è superiore a metà della resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd}$ bisogna tener conto dell'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Posto:

$$\rho = \left[\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2$$

la resistenza a flessione si determina assumendo per l'area resistente a taglio A_v la tensione di snervamento ridotta $(1-\rho) \cdot f_{yk}$.

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a flessione e taglio nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di calcolo a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} \cdot \frac{\rho \cdot A_v^2}{4 \cdot t_w} \right] \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \leq M_{y,c,Rd}$$

10.1.7. Resistenza di calcolo a presso o tenso flessione retta

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso flessione nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di calcolo a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,y,Rd} = \frac{M_{pl,y,Rd} \cdot (1-n)}{(1-0,5 \cdot a)} \leq M_{pl,y,Rd}$$

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso flessione nel piano delle ali, la corrispondente resistenza convenzionale di calcolo a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \quad \text{per } n \leq a$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \cdot \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \quad \text{per } n > a$$

essendo:

- $M_{pl,y,Rd}$, il momento resistente plastico a flessione semplice nel piano dell'anima;
- $M_{pl,z,Rd}$, il momento resistente plastico a flessione semplice nel piano delle ali,

e posto:

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$$

$$a = \frac{(A - 2 \cdot b \cdot t_f)}{A} \leq 0,5$$

dove:

- A , è l'area lorda della sezione;
- b , è la larghezza delle ali;
- t_f , è lo spessore delle ali.

Per sezioni generiche di classe 1 e 2 la verifica si conduce controllando che il momento di progetto sia minore del momento plastico di progetto, ridotto per effetto dello sforzo normale di progetto, $M_{N,y,Rd}$.

10.1.8. Resistenza di calcolo a presso o tenso flessione biassiale

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso flessione biassiale, la condizione di resistenza può essere valutata come:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right)^{5n} \leq 1 \quad \text{con } n \geq 0,2$$

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right) \leq 1 \quad \text{con } n < 0,2$$

essendo $n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$.

Per le sezioni di classe 3, in assenza di azioni di taglio, la verifica a presso o tensoflessione retta o biassiale è condotta in termini tensionali utilizzando le verifiche elastiche; la tensione agente è calcolata considerando la eventuale presenza dei fori.

Per le sezioni di classe 4, le verifiche devono essere condotte con riferimento alla resistenza elastica (verifica tensionale); si possono utilizzare le proprietà geometriche efficaci della sezione trasversale considerando la eventuale presenza dei fori.

10.1.9. Resistenza di calcolo a flessione, taglio e sforzo assiale

Nel calcolo del momento flettente resistente devono essere considerati gli effetti di sforzo assiale e taglio, se presenti.

Nel caso in cui il taglio di calcolo, V_{Ed} , sia inferiore al 50% della resistenza di calcolo a taglio, $V_{c,Rd}$, la resistenza a flessione della sezione può essere calcolata con le formule per la tenso/presso flessione. Se la sollecitazione di taglio supera il 50% della resistenza a taglio, si assume una tensione di snervamento ridotta per l'interazione tra flessione e taglio:

$$f_{y,red} = (1 - \rho) \cdot f_{yk}$$

dove:

$$\rho = \left[\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2$$

Per le sezioni di classe 3 e classe 4 le verifiche devono essere condotte con riferimento alla resistenza elastica (verifica tensionale); per le sezioni di classe 4 si possono utilizzare le proprietà geometriche efficaci della sezione trasversale.

10.2. Stabilità delle aste compresse

La verifica di stabilità di un'asta si effettua nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa. Deve essere, ai sensi del § 4.2.4.1.3.1 delle NTC 2008:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

dove:

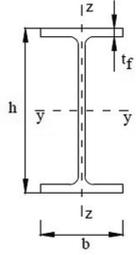
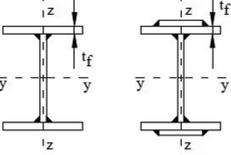
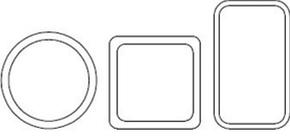
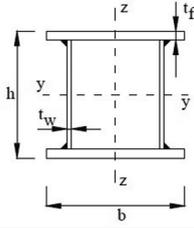
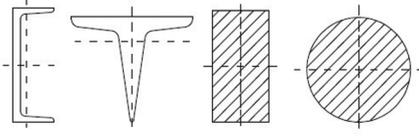
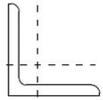
- N_{Ed} , è l'azione di compressione di calcolo;
- $N_{b,Rd}$, è la resistenza all'instabilità nell'asta compressa, data da:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3}$$

e da:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A_{eff} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad \text{per le sezioni di classe 4.}$$

Tabella 10.2. Curve d'instabilità per varie tipologie di sezioni e classi d'acciaio, per elementi compressi (Tab. 4.2.VI – NTC 2008)

Sezione trasversale		Limiti	Inflessione intorno all'asse	Curva di instabilità		
				S235, S275, S355, S420	S460	
Sezioni laminare		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	a b	a_0 a_0
				y-y z-z	b c	a a
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	a a
				y-y z-z	d d	c c
Sezioni ad I saldate		$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	b c	
			y-y z-z	c d	c d	
Sezioni cave		Sezione formata "a caldo" Sezione formata "a freddo"	qualunque	a	a_0	
			qualunque	c	c	
Sezioni scatolari saldate		In generale saldature "spesse": $a > 0,5t_f$; $b/t_f < 30$; $h/t_w < 30$	qualunque	b	b	
			qualunque	c	c	
Sezioni piene, ad U e T			qualunque	c	c	
Sezioni ad L			qualunque	b	b	
Curva di instabilità		a_0	a	b	c	d
Fattore di imperfezione α		0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

I coefficienti χ dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; essi si desumono, in funzione di appropriati valori della snellezza adimensionale $\bar{\lambda}$, dalla seguente formula:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 0$$

dove $\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$, α è il fattore di imperfezione, ricavato dalla Tab. 4.2.VI delle NTC 2008, e la snellezza adimensionale $\bar{\lambda}$ è pari a:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2, 3}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \quad \text{per le sezioni di classe 4.}$$

Limitazioni della snellezza

Si definisce lunghezza d'inflessione la lunghezza $l_0 = \beta l$ da sostituire nel calcolo del carico critico elastico N_{cr} alla lunghezza l dell'asta quale risulta dallo schema strutturale. Il coefficiente β deve essere valutato tenendo conto delle effettive condizioni di vincolo dell'asta nel piano di inflessione considerato.

Si definisce snellezza di un'asta nel piano di verifica considerato il rapporto:

$$\lambda = \frac{l_0}{i}$$

dove:

- l_0 , è la lunghezza d'inflessione nel piano considerato;
- i , è il raggio d'inerzia relativo.

È opportuno limitare la snellezza λ al valore di 200 per le membrature principali ed a 250 per le membrature secondarie.

10.3. Stabilità delle travi inflesse

Una trave con sezione ad I o H soggetta a flessione nel piano dell'anima, con la piattabanda compressa non sufficientemente vincolata lateralmente, deve essere verificata nei riguardi dell'instabilità flesso torsionale secondo la formula contenuta nel § 4.2.4.1.3.2 delle NTC 2008:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

dove:

- M_{Ed} , è il massimo momento flettente di calcolo
- $M_{b,Rd}$, è il momento resistente di progetto per l'instabilità.

Il momento resistente di progetto per i fenomeni di instabilità di una trave lateralmente non vincolata può essere assunto pari a:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

dove W_y è il modulo resistente della sezione, pari al modulo plastico $W_{pl,y}$, per le sezioni di classe 1 e 2, al modulo elastico $W_{el,y}$, per le sezioni di classe 3 e che può essere assunto pari al modulo efficace $W_{eff,y}$, per le sezioni di classe 4.

Il fattore χ_{LT} è il fattore di riduzione per l'instabilità flessotorsionale, dipendente dal tipo di profilo impiegato; può essere determinato per profili laminati o composti saldati dalla formula:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{f} \cdot \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq \begin{cases} 1,0 \\ \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \cdot \frac{1}{f} \end{cases}$$

dove:

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

Il coefficiente di snellezza adimensionale $\bar{\lambda}_{LT}$ è dato dalla formula:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_{yk}}{M_{cr}}}$$

in cui M_{cr} è il momento critico elastico di instabilità torsionale, calcolato considerando la sezione lorda del profilo e i ritegni torsionali nell'ipotesi di diagramma di momento flettente uniforme. Il fattore di imperfezione α_{LT} è ottenuto dalle indicazioni riportate nella Tab. 4.2.VII delle NTC 2008.

Tabella 10.3. Definizione delle curve d'instabilità per varie tipologie di sezione e per gli elementi inflessi (Tab. 4.2.VII – NTC 2008)

Sezione trasversale	Limiti	Curva di instabilità dal tabella 4.2.VI
Sezione laminata ad I	$h/b \leq 2$	b
	$h/b > 2$	c
Sezione composta saldata	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Altre sezioni trasversali	–	d

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE PER LE COSTRUZIONI IN LEGNO

Il progetto e la verifica di strutture realizzate con legno massiccio, lamellare o con prodotti per uso strutturale derivati dal legno, richiedono la conoscenza dei valori di resistenza, modulo elastico e massa volumica costituenti il profilo resistente, che deve comprendere almeno quanto riportato nella Tab. 11.7.I delle NTC 2008.

Tabella 11.1. *Tabella 11.7.I – NTC 2008*

Proprietà di resistenza		Proprietà di modulo elastico		Massa volumica	
Flessione	$f_{m,k}$	Modulo elastico parallelo medio**	$E_{0,mean}$	Massa volumica caratteristica	ρ_k
Trazione parallela	$f_{t,0,k}$	Modulo elastico parallelo caratteristico*	$E_{0,05}$	Massa volumica media**	ρ_{mean}
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$	Modulo elastico perpendicolare medio**	$E_{90,mean}$		
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$	Modulo elastico tangenziale medio**	G_{mean}		
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$				
Taglio	$f_{v,k}$				

* La massa volumica media può non essere dichiarata.
** Il pedice *mean* può essere abbreviato con *m*.

I valori indicati nei profili resistenti possono essere introdotti nei calcoli come valori massimi per le grandezze cui si riferiscono.

11.1. Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

11.1.1. Verifiche di resistenza

Le verifiche di resistenza del materiale non potranno prescindere dalle caratteristiche intrinseche del legno e in particolare dalla sua anisotropia.

Le tensioni interne si possono calcolare nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e di una relazione lineare tra tensioni e deformazioni fino alla rottura.

Le resistenze di calcolo dei materiali X_d sono quelle definite al § 4.4.6 delle NTC 2008 ovvero:

$$X_d = \frac{k_{\text{mod}} \cdot X_k}{\gamma_M}$$

Le prescrizioni del presente paragrafo si riferiscono alla verifica di resistenza di elementi strutturali in legno massiccio o di prodotti derivati dal legno aventi direzione della fibratura coincidente sostanzialmente con il proprio asse longitudinale e sezione trasversale costante, soggetti a sforzi agenti prevalentemente lungo uno o più assi principali dell'elemento stesso.

A causa dell'anisotropia del materiale, le verifiche degli stati tensionali di trazione e compressione si devono eseguire tenendo conto dell'angolo tra direzione della fibratura e direzione della tensione.

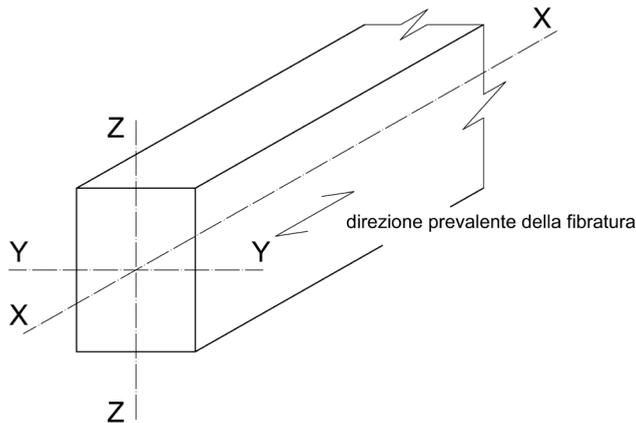


Figura 11.1. Assi dell'elemento

11.1.2. Trazione parallela alla fibratura

Deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d}$$

dove:

- $\sigma_{t,0,d}$, è la tensione di calcolo a trazione parallela alla fibratura calcolata sulla sezione netta, calcolata con la seguente formula:

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N}{A_{\text{netta}}} \quad \begin{cases} N & \text{sforzo normale di trazione} \\ A_{\text{netta}} & \text{area netta della sezione trasversale} \end{cases}$$

- $f_{t,0,d}$, è la corrispondente resistenza di calcolo, determinata tenendo conto anche delle dimensioni della sezione trasversale mediante il coefficiente k_h .

$$f_{t,0,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{t,0,k}}{\gamma_m} \quad \begin{cases} k_{\text{mod}} & \text{coefficiente correttivo (Tab. 4.4.IV - NTC 2008)} \\ f_{t,0,k} & \text{valore caratteristico della resistenza a trazione parallela} \\ \gamma_m & \text{coefficiente parziale di sicurezza (Tab. 4.4.III - NTC 2008)} \end{cases}$$

Per elementi di legno massiccio sottoposti a trazione parallela alla fibratura che presentano il lato maggiore della sezione trasversale inferiore a 150 mm, il valore caratteristico $f_{t,0,k}$ può essere incrementato tramite il coefficiente moltiplicativo k_h , così definito:

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{150}{h} \right)^{0,2} ; 1,3 \right\}$$

essendo h , in millimetri, il lato maggiore della sezione trasversale dell'elemento sottoposto a trazione.

Per elementi di legno lamellare sottoposti a trazione parallela alla fibratura che presentano il lato maggiore della sezione trasversale inferiore a 600 mm, il valore caratteristico $f_{t,0,k}$ può essere incrementato tramite il coefficiente moltiplicativo k_h , così definito:

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{600}{h} \right)^{0,1} ; 1,1 \right\}$$

essendo h , in millimetri, il lato maggiore della sezione trasversale dell'elemento sottoposto a trazione.

Pertanto la resistenza di calcolo incrementata del coefficiente k_h sarà data dalla seguente espressione:

$$f_{t,0,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot k_h \cdot f_{t,0,k}}{\gamma_m}$$

Nelle giunzioni di estremità si dovrà tener conto dell'eventuale azione flettente indotta dall'eccentricità dell'azione di trazione attraverso il giunto: tali azioni secondarie potranno essere computate, in via approssimata, attraverso una opportuna riduzione della resistenza di calcolo a trazione.

11.1.3. Trazione perpendicolare alla fibratura

Nella verifica degli elementi si dovrà opportunamente tener conto del volume effettivamente sollecitato a trazione. Per tale verifica si dovrà far riferimento a normative di comprovata validità.

Particolare attenzione dovrà essere posta nella verifica degli elementi soggetti a forze trasversali applicate in prossimità del bordo.

11.1.4. Compressione parallela alla fibratura

Deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d}$$

dove:

- $\sigma_{c,0,d}$, è la tensione di calcolo a compressione parallela alla fibratura:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N}{A} \quad \begin{cases} N & \text{sforzo normale di compressione} \\ A & \text{area sezione trasversale} \end{cases}$$

- $f_{c,0,d}$, è la corrispondente resistenza di calcolo, determinata tenendo conto anche delle dimensioni della sezione trasversale mediante il coefficiente k_h .

$$f_{c,0,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_m} \begin{cases} k_{\text{mod}} & \text{coefficiente correttivo (Tab. 4.4.IV - NTC 2008)} \\ f_{c,0,k} & \text{valore caratteristico della resistenza a compressione parallela} \\ \gamma_m & \text{coefficiente parziale di sicurezza (Tab. 4.4.III - NTC 2008)} \end{cases}$$

Deve essere, inoltre, effettuata la verifica di instabilità per gli elementi compressi.

11.1.5. Compressione perpendicolare alla fibratura

Deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\sigma_{c,90,d} \leq f_{c,90,d}$$

dove:

- $\sigma_{c,90,d}$, è la tensione di calcolo a compressione ortogonale alla fibratura;
- $f_{c,90,d}$, è la corrispondente resistenza di calcolo.

$$f_{c,90,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{c,90,k}}{\gamma_m} \begin{cases} k_{\text{mod}} & \text{coefficiente correttivo (Tab. 4.4.IV - NTC 2008)} \\ f_{c,90,k} & \text{valore caratteristico della resistenza a compressione perpendicolare} \\ \gamma_m & \text{coefficiente parziale di sicurezza (Tab. 4.4.III - NTC 2008)} \end{cases}$$

Nella valutazione di $\sigma_{c,90,d}$ è possibile tenere conto della ripartizione del carico nella direzione della fibratura lungo l'altezza della sezione trasversale dell'elemento. È possibile, con riferimento a normative di comprovata validità, tener conto di una larghezza efficace maggiore di quella di carico.

11.1.6. Compressione inclinata rispetto alla fibratura

Nel caso di tensioni di compressione agenti lungo una direzione inclinata rispetto alla fibratura si deve opportunamente tener conto della sua influenza sulla resistenza, con riferimento a normative di comprovata validità.

Ai sensi delle norme UNI EN 1995 parte 1 (Eurocodice 5 parte 1) deve essere soddisfatta la seguente espressione:

$$\sigma_{c,\alpha,d} \leq \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,k}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,k}} \cdot \text{sen}^2 \alpha + \cos^2 \alpha}$$

dove:

- $\sigma_{c,\alpha,d}$, è la tensione di calcolo di compressione inclinata dell'angolo α rispetto alla fibratura;
- $f_{c,0,d}$, è la corrispondente resistenza di calcolo a compressione parallela alla fibratura;
- $f_{c,90,d}$, è la corrispondente resistenza di calcolo a compressione perpendicolare alla fibratura;

- $k_{c,90}$, è un coefficiente che tiene conto della configurazione di carico, della possibilità di rottura per spacco, nonché di un certo grado di deformazione di compressione.

Il valore di $k_{c,90}$ si assume generalmente pari a 1,00, in casi particolari $k_{c,90}$ può assumere valori maggiori, fino a un valore limite di 4,00.

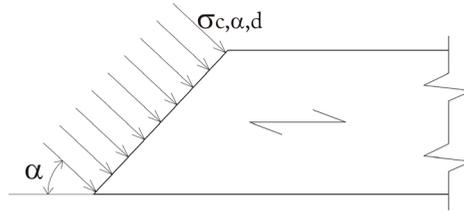


Figura 11.2. Tensioni di compressione inclinata rispetto alla fibratura

11.1.7. Flessione

Devono essere soddisfatte entrambe le condizioni seguenti:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

dove:

- $\sigma_{m,y,d}$, e $\sigma_{m,z,d}$, sono le tensioni di calcolo massime per flessione rispettivamente nei piani xz e xy determinate assumendo una distribuzione elastico lineare delle tensioni sulla sezione;

$$\sigma_{m,d} = \frac{M}{W} \quad \left\{ \begin{array}{l} M \text{ momento flettente} \\ W \text{ modulo resistente} \end{array} \right.$$

- $f_{m,y,d}$, e $f_{m,z,d}$, sono le corrispondenti resistenze di calcolo a flessione, determinate tenendo conto anche delle dimensioni della sezione trasversale mediante il coefficiente k_h .

$$f_{m,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{m,k}}{\gamma_m} \quad \left\{ \begin{array}{l} k_{\text{mod}} \text{ coefficiente correttivo (Tab. 4.4.IV - NTC 2008)} \\ f_{m,k} \text{ valore caratteristico della resistenza a flessione} \\ \gamma_m \text{ coefficiente parziale di sicurezza (Tab. 4.4.III - NTC 2008)} \end{array} \right.$$

- k_m , è un coefficiente che tiene conto convenzionalmente della ridistribuzione delle tensioni e della disomogeneità del materiale nella sezione trasversale, e può assumere i seguenti valori:

- $k_m = 0,7$, per sezioni trasversali rettangolari;
- $k_m = 1,0$, per altre sezioni trasversali.

Per elementi di legno massiccio sottoposti a flessione che presentano un'altezza della sezione trasversale inferiore a 150 mm, il valore caratteristico $f_{m,k}$ può essere incrementato tramite il coefficiente moltiplicativo k_h , così definito:

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{150}{h} \right)^{0,2} ; 1,3 \right\}$$

essendo h , in millimetri, il lato maggiore della sezione trasversale dell'elemento sottoposto a trazione.

Per elementi di legno lamellare sottoposti a trazione parallela alla fibratura che presentano un'altezza della sezione trasversale inferiore a 600 mm, il valore caratteristico $f_{m,k}$ può essere incrementato tramite il coefficiente moltiplicativo k_h , così definito:

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{600}{h} \right)^{0,1} ; 1,1 \right\}$$

essendo h , in millimetri, il lato maggiore della sezione trasversale dell'elemento sottoposto a trazione.

Pertanto la resistenza di calcolo incrementata del coefficiente k_h sarà data dalla seguente espressione:

$$f_{m,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot k_h \cdot f_{m,k}}{\gamma_m}$$

Deve essere, inoltre, effettuata la verifica di instabilità allo svergolamento (flesso-torsionale) per gli elementi inflessi.

11.1.8. Tensoflessione

Nel caso di sforzo normale di trazione accompagnato da sollecitazioni di flessione attorno ai due assi principali dell'elemento strutturale, devono essere soddisfatte entrambe le seguenti condizioni:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

I valori da adottare per il coefficiente k_m , che tiene conto convenzionalmente della ridistribuzione delle tensioni e della disomogeneità del materiale nella sezione trasversale, sono:

- $k_m = 0,7$, per sezioni trasversali rettangolari;
- $k_m = 1,0$, per altre sezioni trasversali.

Deve essere, inoltre, effettuata la verifica di instabilità allo svergolamento (flesso-torsionale) per gli elementi inflessi.

11.1.9. *Pressoflessione*

Nel caso di sforzo normale di compressione accompagnato da sollecitazioni di flessione attorno ai due assi principali dell'elemento strutturale, devono essere soddisfatte entrambe le seguenti condizioni:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

I valori da adottare per il coefficiente k_m , che tiene conto convenzionalmente della ridistribuzione delle tensioni e della disomogeneità del materiale nella sezione trasversale, sono:

- $k_m = 0,7$, per sezioni trasversali rettangolari;
- $k_m = 1,0$, per altre sezioni trasversali.

Devono essere, inoltre, effettuate le verifiche di instabilità.

11.1.10. *Taglio*

Deve essere soddisfatta la condizione:

$$\tau_d \leq f_{v,d}$$

dove:

- τ_d , è la tensione massima tangenziale di calcolo, valutata secondo la teoria di Jourawski;
- $f_{v,d}$, è la corrispondente resistenza di calcolo a taglio.

Alle estremità della trave si potrà effettuare la verifica sopra indicata valutando in modo convenzionale τ_d , considerando nullo, ai fini del calcolo dello sforzo di taglio di estremità, il contributo di eventuali forze agenti all'interno del tratto di lunghezza pari all'altezza h della trave, misurato a partire dal bordo interno dell'appoggio, o all'altezza effettiva ridotta h_{eff} nel caso di travi con intagli.

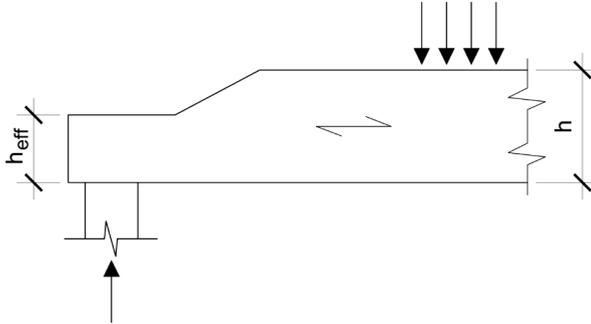
Per la verifica di travi con intagli o rastremazioni di estremità le NTC rimandano a normative di comprovata validità, pertanto si potrà fare riferimento al punto 6.5.2 dell'Eurocodice 5 nel quale si raccomanda che le tensioni di taglio in corrispondenza dell'appoggio intagliato siano calcolate utilizzando l'altezza efficace (ridotta) h_{eff} e che sia verificata la seguente espressione:

$$\tau_d = \frac{1,5 \cdot V}{b \cdot h_{eff}} \leq k_v \cdot f_{v,d}$$

dove k_v , è un coefficiente di riduzione che può assumere i seguenti valori:

- Per travi intagliate sul lato opposto rispetto all'appoggio (vedere la figura sottostante):

$$k_v = 1,0$$

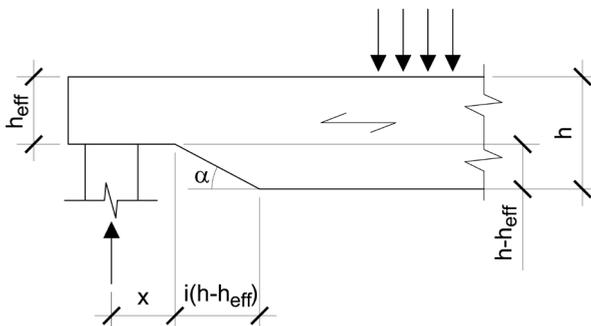


- Per travi intagliate sullo stesso lato dell'appoggio (vedere la figura sottostante):

$$k_v = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ \frac{k_n \cdot \left(1 + \frac{1,1 \cdot i^{1,5}}{\sqrt{h}} \right)}{\sqrt{h} \cdot \left(\sqrt{\alpha \cdot (1-\alpha)} \right) + 0,8 \cdot \frac{x}{h} \cdot \sqrt{\frac{1}{\alpha} - \alpha^2}} \end{array} \right.$$

dove:

- k_n , è un coefficiente e assume i seguenti valori:
 - $k_n = 4,5$ per LVL;
 - $k_n = 5$ per legno massiccio;
 - $k_n = 6,5$ per legno lamellare incollato;
- i , è l'inclinazione dell'intaglio;
- h , è l'altezza della trave espressa in mm;
- x , è la distanza fra la linea di azione della reazione all'appoggio e lo spigolo dell'intaglio;
- α , si ricava dalla seguente espressione: $\alpha = \frac{h_{eff}}{h}$



La resistenza a taglio per rotolamento delle fibre (*rolling shear*) si può assumere non maggiore di due volte la resistenza a trazione in direzione ortogonale alla fibratura.

11.1.11. Torsione

Deve essere soddisfatta la condizione:

$$\tau_{tor,d} \leq k_{sh} \cdot f_{v,d}$$

dove:

- $\tau_{tor,d}$, è la tensione massima tangenziale di calcolo per torsione;
- k_{sh} , è un coefficiente che tiene conto della forma della sezione trasversale;
- $f_{v,d}$, è la resistenza di calcolo a taglio.

Per il coefficiente k_{sh} si possono assumere i valori:

- $k_{sh} = 12$, per sezioni circolari piene;
- $k_{sh} = 1 + 0,15 \frac{h}{b} \leq 2$, per sezioni rettangolari piene, di lati b e h , $b \leq h$;
- $k_{sh} = 1$, per altri tipi di sezione.

11.1.12. Taglio e torsione

Nel caso di torsione accompagnata da taglio si può eseguire una verifica combinata adottando la formula di interazione:

$$\frac{\tau_{tor,d}}{k_{sh} \cdot f_{v,d}} + \left(\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \right)^2 \leq 1$$

ove il significato dei simboli è quello riportato nei paragrafi corrispondenti alle verifiche a taglio e a torsione.

11.2. Verifiche di stabilità

Le strutture lignee presentano in genere dimensioni delle sezioni trasversali che, rapportate alla luce degli elementi, rendono quasi sempre necessarie, le verifiche di stabilità sia per gli elementi compressi e pressoinflessi (sbandamento laterale o instabilità di colonna) che per quelli semplicemente inflessi (svergolamento o instabilità di trave).

Nella valutazione della sicurezza all'instabilità occorre tener conto, per il calcolo delle tensioni per flessione, anche della curvatura iniziale dell'elemento, dell'eccentricità del carico assiale e delle eventuali deformazioni (frecche o contofrecche) imposte. Per le verifiche si devono utilizzare i valori caratteristici al frattile 5% per i moduli elastici dei materiali.

Considerata la complessità del fenomeno dell'instabilità connessa alle peculiarità del materiale ligneo (anisotropia, difettosità, igroscopicità, comportamento reologico, etc.) ed alle difficoltà di schematizzazione, le verifiche possono essere svolte in modo convenzionale utilizzando formulazioni semplificate, che possono essere reperite in normative di comprovata validità.

11.2.1. Elementi inflessi (instabilità di trave)

Nel caso di flessione semplice, con momento flettente agente attorno all'asse forte y della sezione (cioè nel piano ortogonale a quello di possibile svergolamento), con riferimento alla tensione dovuta al massimo momento agente nel tratto di trave compreso tra due successivi ritegni torsionali, deve essere soddisfatta la relazione:

$$\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit,m} \cdot f_{m,d}} \leq 1$$

- $\sigma_{m,d}$, tensione di calcolo massima per flessione;
- $k_{crit,m}$, coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità di trave, per tener conto della riduzione di resistenza dovuta allo sbandamento laterale;
- $f_{m,d}$, resistenza di calcolo a flessione, determinata tenendo conto anche delle dimensioni della sezione trasversale mediante il coefficiente k_b .

Per travi aventi una deviazione laterale iniziale rispetto alla rettilineità nei limiti di accettabilità del prodotto, si possono assumere i seguenti valori del coefficiente di tensione critica $k_{crit,m}$:

$$k_{crit,m} = \begin{cases} 1 & \text{per } \lambda_{rel,m} = 0.75 \\ 1.56 - 0.75 \cdot \lambda_{rel,m} & \text{per } 0.75 < \lambda_{rel,m} \leq 1.4 \\ 1 / \lambda_{rel,m}^2 & \text{per } \lambda_{rel,m} > 1.4 \end{cases}$$

dove:

- $\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}}$, è la snellezza relativa di trave;
- $f_{m,k}$, è la resistenza caratteristica a flessione;
- $\sigma_{m,crit}$, è la tensione critica per flessione calcolata secondo la teoria classica della stabilità, con i valori dei moduli elastici caratteristici (frattile 5%) $E_{0,05}$.

11.2.2. Elementi compressi (instabilità di colonna)

Nel caso di asta soggetta solo a sforzo normale deve essere soddisfatta la condizione:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{crit,c} \cdot f_{c,0,d}} \leq 1$$

dove:

- $\sigma_{c,0,d}$, è la tensione di compressione di calcolo per sforzo normale;
- $f_{c,0,d}$, è la resistenza di calcolo a compressione;
- $k_{crit,c}$, è il coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità di colonna valutato per il piano in cui assume il valore minimo.

ESEMPI DI CALCOLO

12.1. Calcolo del modulo elastico del calcestruzzo

Per il calcestruzzo C25/30 il modulo elastico risulta pari a:

$$E_c = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3}$$

dove:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 25 + 8 = 33 \text{ Mpa}$$

$$E_c = 22000 \cdot \left(\frac{33}{10} \right)^{0,3} = 31476 \text{ Mpa}$$

12.2. Controllo di accettazione del cls – Tipo A

Si suppone di utilizzare un calcestruzzo C25/30 ($R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$) e di avere una miscela omogenea $< 300 \text{ m}^3$ (CLS totale $9,5 \text{ m}^3$) con meno di 100 m^3 di getto giornaliero, quindi si effettua un controllo di Tipo A tramite n. 3 prelievi a cui corrispondono n. 9 provini cubici.

I cubetti prelevati, dopo 28 gg. dal getto, sono sottoposti a prove di schiacciamento, dai certificati rilasciati dal laboratorio si riportano le resistenze dei prelievi e si determina il valore della resistenza di prelievo media R_m :

PRELIEVO	SIGLA PROVINI	R_m Provino (N/mm ²)
1	A	34,7
	B	36,0
	C	37,3
2	A'	38,2
	B'	36,0
	C'	37,3
3	A''	36,5
	B''	37,7
	C''	36,9

Per il prelievo n. 1 la resistenza media R_{m1} risulta:

$$R_{m1} = \frac{R_{mA} + R_{mB} + R_{mC}}{3} = \frac{34,7 + 36,0 + 37,3}{3} = 36,0 \text{ N/mm}^2$$

Per il prelievo n. 2 la resistenza media R_{m2} risulta:

$$R_{m2} = \frac{R_{mA'} + R_{mB'} + R_{mC'}}{3} = \frac{38,2 + 36,0 + 37,3}{3} = 37,2 \text{ N/mm}^2$$

Per il prelievo n. 3 la resistenza media R_{m3} risulta:

$$R_{m3} = \frac{R_{mA''} + R_{mB''} + R_{mC''}}{3} = \frac{36,5 + 37,7 + 36,9}{3} = 37,0 \text{ N/mm}^2$$

Pertanto la resistenza media R_{m1} risulta pari a:

$$R_m = \frac{R_{m1} + R_{m2} + R_{m3}}{3} = \frac{36,0 + 37,2 + 37,0}{3} = 36,7 \text{ N/mm}^2$$

Si determina il valore di R_1 , minore valore di resistenza dei prelievi:

$$R_1 = \min (R_{mA}; R_{mB}; R_{mC}; R_{mA'}; R_{mB'}; R_{mC'}; R_{mA''}; R_{mB''}; R_{mC''}) = 34,7 \text{ N/mm}^2$$

Ottenuti i valori di R_m e R_1 si effettua il controllo:

$$R_1 \geq R_{ck} - 3,5$$

$$R_1 = 34,7 \geq 30 - 3,5 \Rightarrow R_1 = 34,7 \geq 27,5 \Rightarrow \text{controllo di accettazione positivo}$$

$$R_m \geq R_{ck} + 3,5$$

$$R_m = 36,7 \geq 30 + 3,5 \Rightarrow R_m = 36,7 \geq 33,5 \Rightarrow \text{controllo di accettazione positivo}$$

12.3. Controllo di accettazione del cls – Tipo B

Si suppone di utilizzare un calcestruzzo C25/30 ($R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$) e di avere una miscela omogenea $> 1500 \text{ m}^3$, quindi si effettua un controllo di Tipo B tramite n. 15 prelievi a cui corrispondono n. 45 provini cubici. Si riportano le resistenze dei prelievi e si determina il valore della resistenza di prelievo media R_m :

PRELIEVO	SIGLA PROVINI	R_m Provino (N/mm ²)
1	A1	35,7
	B1	37,0
	C1	36,3
2	A2	37,2
	B2	38,0
	C2	37,3
3	A3	34,5
	B3	36,7
	C3	35,9

[segue]

PRELIEVO	SIGLA PROVINI	R_m Provino (N/mm ²)
4	A4	35,6
	B4	37,2
	C4	36,5
5	A5	37,1
	B5	38,2
	C5	36,9
6	A6	35,5
	B6	34,7
	C6	37,9
7	A7	35,7
	B7	37,1
	C7	36,2
8	A8	36,2
	B8	35,0
	C8	36,3
9	A9	35,5
	B9	37,7
	C9	36,9
10	A10	35,7
	B10	37,0
	C10	36,3
11	A11	37,1
	B11	38,3
	C11	36,7
12	A12	35,2
	B12	34,9
	C12	37,5
13	A13	35,4
	B13	37,6
	C13	36,9
14	A14	37,5
	B14	38,1
	C14	36,2
15	A15	34,8
	B15	35,9
	C15	37,8

Per il prelievo n. 1 la resistenza media R_{m1} risulta:

$$R_{m1} = \frac{R_{mA1} + R_{mB1} + R_{mC1}}{3} = \frac{35,7 + 37,0 + 36,3}{3} = 36,3 \text{ N/mm}^2$$

Calcolando la resistenza media di ciascun prelievo, si ottengono i seguenti valori di R_m :

R_m	N/mm ²
R_{m1}	36,3
R_{m2}	37,5
R_{m3}	35,7
R_{m4}	36,4
R_{m5}	37,4
R_{m6}	36,0
R_{m7}	36,3
R_{m8}	35,8
R_{m9}	36,7
R_{m10}	36,4
R_{m11}	37,4
R_{m12}	35,9
R_{m13}	36,6
R_{m14}	37,3
R_{m15}	36,2

Avendo i valori delle resistenze medie per ogni prelievo, si calcola la resistenza media di tutti i prelievi R_M :

$$R_M = \frac{R_{m1} + R_{m2} + \dots + R_{m15}}{15} = 36,5 \text{ N/mm}^2$$

Poiché ai fini del controllo di accettazione è necessario il valore dello scarto quadratico medio s si calcola per ciascun prelievo $(R_m - R_M)^2$:

Prelievo	R_m	$(R_m - R_M)^2$
1	35,7	72,25
2	37,0	0,25
3	36,3	0,04
4	37,2	0,49
5	38,0	2,25
6	37,3	0,64
7	34,5	4,00
8	36,7	0,04
9	35,9	0,36
10	35,6	0,81
11	37,2	0,49
12	36,5	0,00
13	37,1	0,36

[segue]

Prelievo	R_m	$(R_m - R_M)^2$
14	38,2	2,89
15	36,9	0,16
		$\sum_{i=15}^1 (R_m - R_M)^2 = 85,03$

Quindi lo scarto quadratico medio risulta:

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (R_m - R_M)^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=15}^1 (R_m - R_M)^2}{15-1}} = \sqrt{\frac{85,03}{14}} = 2,46$$

Si effettua il primo controllo avendo:

$$R_1 = \min (R_{m1}; R_{m2}; R_{m3}; \dots; R_{m15}) = 35,7 \text{ N/mm}^2$$

Quindi:

$$R_1 \geq R_{ck} - 3,5$$

$$R_1 = 35,7 \geq 30 - 3,5 \Rightarrow R_1 = 35,7 \geq 27,5 \Rightarrow \text{controllo di accettazione positivo}$$

Il secondo controllo risulta:

$$R_m \geq R_{ck} + 1,4 \cdot s$$

$$R_m = 36,5 \geq 30 + (1,4 \cdot 2,46) \Rightarrow R_m = 36,5 \geq 30 + 3,4 = 33,4 \Rightarrow \text{controllo di accettazione positivo}$$

12.4. Calcolo dell'azione della neve al suolo

Si suppone di calcolare l'azione della neve per una costruzione, con copertura ad una falda avente inclinazione pari a 20° .

Poiché la costruzione è sita nel comune di Siracusa (zona III) ed è posta ad un'altezza sul livello del mare $a_s = 700,00$ m, il valore caratteristico del carico della neve al suolo si calcola, ai sensi del paragrafo 3.4.2 delle NTC 2008, con la seguente espressione:

- $q_{sk} = 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ KN/m}^2$;
- $q_{sk} = 0,51 [1 + (700/481)^2] = 1,59 \text{ KN/m}^2$.

Quindi il carico provocato dalla neve sulla copertura, secondo le indicazioni riportate nel § 3.4.1 delle NTC 2008, si calcola mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \times q_{sk} \times C_E \times C_t$$

Il coefficiente di forma μ_i dipende all'altezza sul livello del mare e si ricava dalla Tab. 3.4.II delle NTC 2008, essendo $a_s = 700,00$ m il valore del coefficiente di forma è pari a $\mu_i = 0,8$.

Sia il coefficiente di esposizione C_E che il coefficiente termico C_t sono assunti pari ad 1.

Quindi il carico provocato dalla neve sulla copertura risulta pari a:

$$q_s = 0,8 \times 1,59 \times 1 \times 1 = 1,27 \text{ KN/m}^2$$

12.5. Calcolo dell'azione del vento

Si suppone di calcolare l'azione del vento per una costruzione sita nella regione Sicilia, distante dal mare 25 km, avente un'altezza pari a 9,50 m e copertura inclinata con angolo pari a 17°.

Per calcolare la pressione del vento ($p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$) si deve prima determinare la velocità di riferimento del vento, v_b .

Il fabbricato ha un'alteitudine, a_s , di 750 m e quindi:

$$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0) \text{ essendo } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

I valori di $v_{b,0}$, a_0 e k_a si ricavano dalla Tab. 3.3.I delle NTC:

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola della Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola della Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) a mare aperto	31	500	0,020

Pertanto si avrà:

$$v_b = 28 + 0,020 (750 - 500) = 33 \text{ m/s}$$

Calcolata la velocità di riferimento, si determina la pressione cinetica di riferimento, q_b :

$$q_b = \frac{1}{2} \rho \cdot v_b^2$$

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 33^2 = 680,63 \text{ N/mm}^2$$

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza della costruzione ($z = 9,50 \text{ m}$), dalla classe di rugosità del terreno "C" (area con ostacoli diffusi) e dall'esposizione del sito ($a_s = 750 \text{ m}$).

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media supera i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, C.
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi, ...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 Km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Con riferimento al § 3.3.7 delle NTC analizzando lo schema sotto riportato si evince che la categoria di esposizione del sito è la IV.

	ZONE 1,2,3,4,5					
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

In funzione della categoria di esposizione del sito si ricavano dalla Tab. 3.3.II delle NTC i seguenti valori:

- $k_r = 0,22$;
- $z_0 = 0,30$ m;
- $z_{min} = 8$ m.

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Poiché $z \geq z_{min}$ il coefficiente di esposizione, c_e , si calcola con la seguente espressione:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\frac{z}{z_0}\right]$$

$$c_e(z) = 0,22^2 \cdot 1 \cdot \ln\left(\frac{9,50}{0,30}\right) \cdot \left[7 + 1 \cdot \ln\frac{9,50}{0,30}\right] = 1,74$$

Il coefficiente di forma per elementi sopravvento con inclinazione sull'orizzontale, c_p , è funzione dell'angolo di inclinazione della falda, essendo $0^\circ < \alpha < 20^\circ$ avremo $c_p = -0,4$.

Il coefficiente dinamico, c_d , è posto pari a 1, quindi la pressione del vento risulta:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

$$p = 680,63 \cdot 1,74 \cdot 0,4 \cdot 1 = 473,72 \text{ N/m}^2 = 0,47 \text{ KN/m}^2$$

12.6. Verifica a compressione di una sezione rettangolare in c.a.

Si suppone di avere una sezione rettangolare realizzata con calcestruzzo C25/30 ($f_{ck} = 25$ MPa) e acciaio B450C ($f_k = 450$ MPa), con la seguente armatura $8\phi 14 = 12,31 \text{ cm}^2$.

Lo sforzo normale resistente N_{Rd} si ottiene sommando il contributo del calcestruzzo e dell'acciaio:

$$N_{Rd} = A_c \cdot f_{cd} + f_{yd} \cdot A_s$$

dove:

- A_c , è l'area del calcestruzzo;
- A_s , è l'area dell'armatura in acciaio.

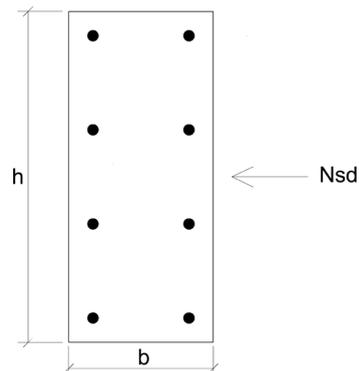
La sezione è soggetta ad uno sforzo di trazione pari a $N_{sd} = 1500 \text{ KN}$ ed ha le seguenti caratteristiche geometriche:

$b = 30 \text{ cm}$ (base)

$h = 60 \text{ cm}$ (altezza)

$A_c = 30 \cdot 60 = 1800 \text{ cm}^2$

$A_s = 8\phi 14 = 12,32 \text{ cm}^2$



$$N_{Rd} = A_c \cdot f_{cd} + f_{yd} \cdot A_s$$

dove:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} = 14,17 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1,15} = 391,30 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{Rd} = \frac{1800 \cdot 14,17}{10} + \frac{12,32 \cdot 391,30}{10} = 3032,68 \text{ KN}$$

Poiché N_{Rd} (3032,68 KN) $>$ N_{sd} (1500 KN) la verifica è soddisfatta.

12.7. Progetto di una sezione rettangolare in c.a. soggetta a sforzo normale di compressione

Si suppone di progettare una sezione rettangolare da realizzare con calcestruzzo C25/30 ($f_{ck} = 25$ MPa) e acciaio B450C ($f_{ck} = 450$ MPa) soggetta ad uno sforzo normale di compressione (N_{sd}) pari a 1750 KN.

Per determinare le dimensioni della sezione in cls e l'armatura è necessario calcolare l'area di calcestruzzo necessaria ($A_{c,nec}$) e l'area di acciaio necessaria ($A_{s,nec}$).

$$A_{c,nec} = \frac{N_{sd}}{f_{cd}}$$

dove:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} = 14,17 \text{ N/mm}^2$$

quindi avremo:

$$A_{c,nec} = \frac{1800 \cdot 1000}{14,17} \cdot 10^{-2} = 1270,29 \text{ cm}^2$$

Ipotizzando di voler utilizzare una sezione rettangolare avente base (b) pari a 30 cm, l'altezza (h) risulterà:

$$h = \frac{A_{c,nec}}{b} = \frac{1270,29}{30} = 42,34 \approx 45 \text{ cm}$$

L'area del ferro necessaria per una sezione 30×45 ($A_c = 1500 \text{ cm}^2$) risulterà:

$$A_{s,nec} \geq 0,01 \cdot A_c$$

$$A_{s,nec} \geq 0,01 \cdot 1500 \geq 15 \text{ cm}^2$$

Ipotizzando di voler utilizzare dei ferri $\phi 16$ ($A_{s,\phi 16} = 2,01 \text{ cm}^2$) si determina il numero delle barre d'armatura:

$$n = \frac{A_s}{A_{s,\phi 16}} = \frac{15}{2,01} = 7,46 \approx 8$$

Quindi la sezione dovrà avere dimensioni 30×45 e un'armatura pari a 8 ϕ 16.

12.8. Verifica a trazione di una sezione rettangolare in c.a.

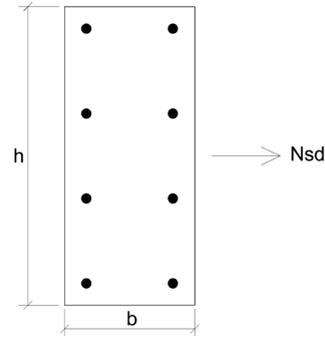
Si suppone di avere una sezione rettangolare realizzata con calcestruzzo C25/30 ($f_{ck} = 25$ MPa) e acciaio B450C ($f_k = 450$ MPa), con la seguente armatura $8\phi 14 = 12,31$ cm².

La sezione è soggetta ad uno sforzo di trazione pari a $N_{sd} = 500$ KN ed ha le seguenti caratteristiche geometriche:

$$b = 30 \text{ cm (base)}$$

$$h = 60 \text{ cm (altezza)}$$

$$A_s = 8\phi 14 = 12,31 \text{ cm}^2$$



$$N_{Rd} = A_s \cdot f_{yd}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1,15} = 391,30 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{Rd} = 12,31 \cdot 100 \cdot \frac{391,30}{1000} = 481,69 \text{ KN}$$

Poiché $N_{Rd} < N_{sd}$ la verifica non è soddisfatta, è quindi necessario aumentare l'armatura.

$$A_s = \frac{N_{sd}}{f_{yd}} = \frac{500}{391,30} \cdot 10 = 12,78 \text{ cm}^2$$

12.9. Calcolo della tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo

Si suppone di avere un calcestruzzo di classe C25/30 ($f_{ck} = 25$ N/mm²) e barre di armatura di diametro $\phi 20$.

La resistenza tangenziale di aderenza di calcolo, f_{bd} , si calcola con la seguente formula:

$$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c}$$

dove:

- $\gamma_c = 1,5$ → coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;
- $f_{bk} = 2,25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}$ → resistenza tangenziale caratteristica di aderenza.

Poiché il diametro delle barre di armatura considerato è inferiore a 32 mm, si assume $\eta = 1$.