



VINCENZO CALVO

MANUALE TECNICO PER LO STRUTTURISTA

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

CON ESEMPI DI CALCOLO DI GEOTECNICA, CEMENTO ARMATO,
ACCIAIO, LEGNO E MURATURA CONFORMI ALLE NTC 2018



**PRONTO
GRAFILL**

Clicca e richiedi di essere contattato
per informazioni e promozioni

SOFTWARE INCLUSO
CON SISTEMA G-CLOUD

GRAFILL

Vincenzo Calvo

MANUALE TECNICO PER LO STRUTTURISTA

Ed. I (03-2022)

ISBN 13 978-88-277-0305-2

EAN 9 788827 7 03052

Collana **MANUALI** (273)



**Licenza d'uso da leggere attentamente
prima di attivare la WebApp o il Software incluso**

Usa un QR Code Reader
oppure collegati al link <https://grafill.it/licenza>

Per assistenza tecnica sui prodotti Grafill aprire un ticket su <https://www.supporto.grafill.it>

L'assistenza è gratuita per 365 giorni dall'acquisto ed è limitata all'installazione e all'avvio del prodotto, a condizione che la configurazione hardware dell'utente rispetti i requisiti richiesti.

© **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

**CONTATTI
IMMEDIATI**



Pronto GRAFILL
Tel. 091 6823069



Chiamami
chiamami.grafill.it



Whatsapp
grafill.it/whatsapp



Messenger
grafill.it/messenger



Telegram
grafill.it/telegram

Finito di stampare presso **Tipografia Publistampa S.n.c. - Palermo**

Edizione destinata in via prioritaria ad essere ceduta nell'ambito di rapporti associativi.

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.



**PRONTO
GRAFILL**



**CLICCA per maggiori informazioni
... e per te uno SCONTO SPECIALE**

SOMMARIO

INTRODUZIONE	p.	15
1. INTRODUZIONE AL CALCOLO STRUTTURALE	"	21
1.1. Stati limite ultimi (SLU)	"	22
1.2. Stati limite di esercizio (SLE)	"	23
1.3. Sicurezza antincendio	"	24
1.4. Durabilità	"	24
1.5. Robustezza	"	25
1.6. Verifiche	"	25
2. AZIONI E CARICHI SULLE COSTRUZIONI	"	26
2.1. La classificazione delle azioni	"	26
2.2. La caratterizzazione delle azioni elementari	"	27
2.3. Le combinazioni delle azioni	"	28
2.4. Le azioni permanenti	"	31
2.5. Pesi propri dei materiali strutturali	"	31
2.6. I carichi permanenti non strutturali	"	32
2.7. Sovraccarichi (carichi variabili)	"	33
2.7.1. Sovraccarichi verticali uniformemente distribuiti	"	35
2.7.2. Sovraccarichi verticali concentrati	"	35
2.7.3. Sovraccarichi orizzontali lineari	"	36
2.7.4. Elementi divisori interni	"	36
3. AZIONE DELLA NEVE	"	37
3.1. Coefficiente di forma per le coperture	"	37
3.1.1. Copertura ad una falda	"	38
3.1.2. Copertura a due falde	"	38
3.2. Coefficiente di esposizione	"	38
3.3. Coefficiente termico	"	39
3.4. Valore caratteristico del carico della neve al suolo	"	39
3.5. Esempio di calcolo dell'azione della neve al suolo	"	41

4. AZIONE DEL VENTO	p.	42
4.1. Velocità base di riferimento.....	"	42
4.2. Velocità di riferimento.....	"	44
4.3. Pressione del vento.....	"	45
4.4. Azione tangente del vento.....	"	45
4.5. Pressione cinetica di riferimento.....	"	45
4.6. Coefficiente di esposizione.....	"	45
4.7. Coefficiente aerodinamico.....	"	48
4.8. Coefficiente dinamico.....	"	48
4.9. Avvertenze progettuali.....	"	48
4.10. Esempio di calcolo dell'azione del vento.....	"	49
5. AZIONE SISMICA	"	52
5.1. Stati limite e relative probabilità di superamento.....	"	52
5.2. Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche.....	"	54
5.2.1. Categorie di sottosuolo.....	"	54
5.2.2. Condizioni topografiche.....	"	55
5.3. Valutazione dell'azione sismica.....	"	56
5.3.1. Descrizione del moto sismico in superficie e sul piano di fondazione.....	"	56
5.3.2. Spettro di risposta elastico in accelerazione.....	"	56
5.3.2.1. Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali.....	"	58
5.3.2.2. Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale.....	"	61
5.3.2.3. Spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali.....	"	62
5.3.3. Spostamento orizzontale e velocità orizzontale del terreno.....	"	62
5.3.4. Spettri di progetto per gli stati limite di esercizio.....	"	63
5.3.5. Spettri di progetto per li stati limite di danno (SLD), di salvaguardia della vita (SLV) e di prevenzione del collasso (SLC).....	"	63
5.3.6. Impiego di storie temporali del moto del terreno.....	"	63
5.4. Effetti della variabilità spaziale del moto.....	"	64
5.4.1. Variabilità spaziale del moto.....	"	64
5.4.2. Spostamento assoluto e relativo del terreno.....	"	65
6. AZIONI DELLA TEMPERATURA	"	67
6.1. Temperatura dell'aria esterna.....	"	67
6.2. Temperatura dell'aria interna.....	"	68

6.3.	Distribuzione della temperatura negli elementi strutturali.....	p.	68
6.4.	Azioni termiche sugli edifici	"	69
6.5.	Particolari precauzioni nel progetto di strutture soggette ad azioni termiche speciali	"	70
6.6.	Effetti delle azioni termiche	"	70
7.	AZIONI ECCEZIONALI	"	71
7.1.	Incendio	"	71
7.1.1.	Richieste di prestazione	"	73
7.1.2.	Classi di resistenza al fuoco	"	74
7.1.3.	Criteri di progettazione	"	74
7.1.4.	Procedura di analisi della resistenza al fuoco	"	74
7.2.	Esplosioni	"	76
7.2.1.	Classificazione delle azioni dovute alle esplosioni	"	76
7.2.2.	Modellazione delle azioni dovute alle esplosioni	"	76
7.2.3.	Criteri di progettazione	"	77
7.3.	Urti	"	78
7.3.1.	Classificazione delle azioni dovute agli urti	"	78
7.3.2.	Urti da traffico veicolare	"	78
8.	PROGETTAZIONE GEOTECNICA	"	81
8.1.	Articolazione del progetto.....	"	81
8.2.	Caratterizzazione e modellazione geologica del sito.....	"	82
8.3.	Indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica	"	82
8.4.	Verifiche della sicurezza e delle prestazioni	"	83
8.4.1.	Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)	"	83
8.4.1.1.	Azioni	"	85
8.4.1.2.	Resistenze.....	"	85
8.4.2.	Verifiche strutturali con l'analisi di interazione terreno-struttura	"	86
8.4.3.	Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi idraulici	"	86
8.4.4.	Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)	"	87
8.4.5.	Impiego del metodo osservazionale	"	88
8.4.6.	Monitoraggio del complesso opera-terreno	"	88
8.5.	Stabilità dei pendii naturali	"	89
8.5.1.	Modellazione geologica del pendio	"	89
8.5.2.	Modellazione geotecnica del pendio	"	89
8.5.3.	Verifiche di sicurezza.....	"	90
8.5.4.	Interventi di stabilizzazione	"	90

8.5.5.	Controlli e monitoraggio	p.	91
8.6.	Opere di fondazione	"	91
8.6.1.	Fondazioni superficiali	"	92
8.6.1.1.	Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)	"	92
8.6.1.2.	Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)	"	93
8.6.2.	Fondazioni su pali.....	"	93
8.6.2.1.	Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)	"	94
8.6.2.2.	Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)	"	98
8.6.2.3.	Verifiche agli stati limite ultimi (SLU) delle fondazioni miste	"	99
8.6.2.4.	Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) delle fondazioni miste	"	100
8.6.2.5.	Aspetti costruttivi.....	"	100
8.6.2.6.	Controlli d'integrità dei pali	"	101
8.6.2.7.	Prove di carico.....	"	101
8.7.	Opere di sostegno	"	102
8.7.1.	Azioni.....	"	103
8.7.2.	Verifiche agli stati limite	"	104
8.7.3.	Verifiche di esercizio (SLE).....	"	108
8.8.	Tiranti di ancoraggio	"	108
8.8.1.	Criteri di progetto.....	"	108
8.8.2.	Verifiche di sicurezza (SLU)	"	109
8.8.3.	Aspetti costruttivi.....	"	111
8.8.4.	Prove di carico.....	"	111
8.9.	Opere in sottterraneo	"	112
8.9.1.	Caratterizzazione geologica.....	"	113
8.9.2.	Caratterizzazione e modellazione geotecnica	"	113
8.9.3.	Criteri di progetto.....	"	114
8.9.4.	Analisi progettuale e verifiche di sicurezza.....	"	114
8.9.5.	Controllo e monitoraggio	"	115
8.10.	Opere di materiali sciolti e fronti di scavo	"	115
8.10.1.	Criteri generali di progetto	"	115
8.10.2.	Verifiche di sicurezza (SLU)	"	116
8.10.3.	Verifiche in condizioni di esercizio (SLE)	"	117
8.10.4.	Aspetti costruttivi.....	"	117
8.10.5.	Controlli e monitoraggio	"	118
8.10.6.	Fronti di scavo	"	118
8.11.	Miglioramento e rinforzo dei terreni e delle rocce	"	119
8.11.1.	Monitoraggio.....	"	119
8.12.	Consolidamento geotecnico di opere esistenti	"	119
8.12.1.	Indagini geotecniche e caratterizzazione geotecnica	"	120

8.12.2.	Tipi di consolidamento geotecnico	p. 120
8.12.3.	Controlli e monitoraggio	" 121
8.13.	Discariche controllate e rifiuti e depositi di inerti	" 121
8.13.1.	Discariche controllate	" 121
8.13.2.	Depositati di inerti	" 122
8.14.	Fattibilità di opere su grandi aree	" 123
8.14.1.	Indagini specifiche	" 123
9.	IL CEMENTO ARMATO	" 124
9.1.	Calcestruzzo	" 125
9.2.	Resistenza a compressione	" 126
9.3.	Resistenza a trazione	" 128
9.4.	Modulo elastico	" 130
9.5.	Coefficiente di Poisson	" 131
9.6.	Coefficiente di dilatazione termica	" 131
9.7.	Ritiro	" 131
9.8.	Viscosità	" 133
9.9.	Durabilità	" 133
9.10.	Diagrammi di progetto tensione-deformazione del calcestruzzo (NTC 2018)	" 134
9.11.	Controlli di accettazione del calcestruzzo	" 138
9.12.	Controllo della resistenza del calcestruzzo in opera	" 145
9.13.	Acciaio per cemento armato	" 146
9.14.	Accertamento delle proprietà meccaniche	" 150
9.15.	Caratteristiche dimensionali e di impiego	" 150
9.16.	Reti e tralici elettrosaldati	" 151
9.17.	Saldabilità	" 152
9.18.	Tolleranze dimensionali	" 152
9.19.	Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)	" 153
9.20.	Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo	" 154
9.21.	Resistenza a sforzo normale e flessione (elementi monodimensionali)	" 155
9.22.	Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio	" 156
9.23.	Elementi con armature trasversali resistenti al taglio	" 158
9.24.	Verifica al punzonamento di lastre soggette a carichi concentrati	" 160
9.25.	Resistenza nei confronti di sollecitazioni torcenti	" 170
9.26.	Resistenza di elementi tozzi, nelle zone diffusive e nei nodi	" 172
9.27.	Resistenza a fatica	" 172
9.28.	Indicazioni specifiche relative a pilastri e pareti - Pilastri cerchiati	" 173

9.29.	Indicazioni specifiche relative a pilastri e pareti – Verifiche di stabilità per elementi snelli	p. 173
9.30.	Indicazioni specifiche relative a pilastri e pareti – Metodi di verifica	" 174
9.31.	Indicazioni specifiche relative a pilastri e pareti – Verifica dell'ancoraggio delle barre di acciaio con il calcestruzzo	" 175
9.32.	Verifica per situazioni transitorie	" 175
9.33.	Verifica per situazioni eccezionali	" 175
9.34.	Progettazione integrata da prove e verifica mediante prove	" 175
9.35.	Verifica dell'aderenza delle barre di acciaio con il calcestruzzo	" 176
9.36.	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)	" 176
9.37.	Verifiche di deformabilità	" 176
9.38.	Verifica delle vibrazioni	" 178
9.39.	Verifica di fessurazione	" 178
9.40.	Verifica delle tensioni di esercizio	" 184
9.41.	Verifica per situazioni transitorie	" 185
9.42.	Verifica per situazioni eccezionali	" 186
9.43.	Dettagli costruttivi per travi e pilastri	" 186
9.44.	Dettagli costruttivi	" 188
9.45.	Limitazioni geometriche	" 188
9.46.	Limitazioni di armatura	" 189
10.	LACCIAIO	" 196
10.1.	Prodotti siderurgici	" 196
10.2.	Profilati metallici	" 198
10.3.	Sezioni a doppio T	" 198
10.4.	Sezioni a C	" 199
10.5.	Sezioni a L	" 199
10.6.	Imperfezioni	" 199
10.7.	Imperfezioni meccaniche	" 200
10.8.	Imperfezioni geometriche	" 200
10.9.	Prove meccaniche sull'acciaio	" 200
10.10.	Prova di trazione	" 200
10.11.	Prova di compressione globale	" 202
10.12.	Prova di resilienza	" 202
10.13.	Prova di piegamento	" 202
10.14.	Prova di durezza	" 202
10.15.	Prova a fatica	" 203
10.16.	Verifiche agli stati limite per le costruzioni in acciaio	" 203
10.17.	Analisi strutturale – Classificazione delle sezioni	" 203
10.18.	Analisi strutturale – Capacità resistente delle sezioni	" 204

10.19.	Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)	p.	205
10.20.	Resistenza di progetto a trazione	"	206
10.21.	Resistenza di progetto a compressione	"	206
10.22.	Resistenza di progetto a flessione retta	"	207
10.23.	Resistenza di progetto a taglio	"	208
10.24.	Resistenza di progetto a torsione	"	209
10.25.	Resistenza di progetto a flessione e taglio	"	210
10.26.	Resistenza di progetto a presso o tenso flessione retta.....	"	210
10.27.	Resistenza di progetto a presso o tenso flessione biassiale	"	211
10.28.	Resistenza di c progetto a flessione, taglio e sforzo assiale	"	212
10.29.	Stabilità delle membrature – aste compresse	"	212
10.30.	Stabilità delle travi inflesse	"	215
10.31.	Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)	"	216
10.32.	Spostamenti verticali	"	217
10.33.	Spostamenti laterali	"	218
10.34.	Stato limite di vibrazioni	"	219
10.35.	Verifiche per situazioni progettuali transitorie	"	220
10.36.	Verifiche per situazioni progettuali eccezionali	"	220
10.37.	Progettazione integrata da prove e verifica mediante prove.....	"	220
10.38.	Unioni	"	220
10.39.	Unioni con bulloni e chiodi	"	221
10.40.	Collegamenti con perni	"	227
10.41.	Unioni saldate	"	228
10.42.	Requisiti per la progettazione e l'esecuzione.....	"	233
10.43.	Spessori limite	"	233
10.44.	Acciaio incrudito.....	"	233
10.45.	Giunti di tipo misto	"	233
10.46.	Problematiche specifiche.....	"	233
10.47.	Apparecchi di appoggio	"	234
10.48.	Verniciatura e zincatura	"	234
10.49.	Criteri di durabilità	"	234
10.50.	Resistenza al fuoco	"	234
11.	IL LEGNO	"	235
11.1.	Il legno da costruzione	"	238
11.2.	Legno massiccio	"	238
11.3.	Legno lamellare	"	239
11.4.	Valutazione della sicurezza	"	240
11.5.	Analisi strutturale	"	241
11.6.	Classi di durata del carico	"	242
11.7.	Classi di servizio	"	243

11.8.	Resistenza di progetto	p.	243
11.9.	Collegamenti	"	245
11.10.	Elementi strutturali	"	247
11.11.	Sistemi strutturali	"	249
11.12.	Robustezza	"	249
11.13.	Durabilità	"	250
11.14.	Regole per l'esecuzione	"	250
11.15.	Verifiche agli Stati Limite per le costruzioni in legno	"	252
11.16.	Verifiche di resistenza agli Stati Limite Ultimi (SLU)	"	255
11.17.	Trazione parallela alla fibratura	"	257
11.18.	Trazione perpendicolare alla fibratura	"	258
11.19.	Compressione parallela alla fibratura	"	258
11.20.	Compressione perpendicolare alla fibratura	"	259
11.21.	Compressione inclinata rispetto alla fibratura	"	259
11.22.	Flessione	"	260
11.23.	Tensoflessione	"	261
11.24.	Pressoflessione	"	262
11.25.	Taglio	"	262
11.26.	Torsione	"	264
11.27.	Taglio e Torsione	"	264
11.28.	Verifiche di stabilità	"	264
11.29.	Elementi inflessi (instabilità di trave)	"	265
11.30.	Elementi compressi (instabilità di colonna)	"	266
11.31.	Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)	"	267
12.	COSTRUZIONI IN MURATURA	"	270
	Definizioni	"	270
12.1.	Elementi resistenti in muratura	"	270
	12.1.1. Elementi artificiali	"	270
	12.1.2. Elementi naturali	"	272
12.2.	Murature	"	272
	12.2.1. Caratteristiche meccaniche delle murature	"	272
	12.2.2. Organizzazione strutturale	"	275
	12.2.3. Analisi strutturale	"	276
	12.2.3.1. Analisi lineare statica	"	277
	12.2.3.2. Analisi statica non lineare	"	279
	12.2.3.3. Analisi dinamica non lineare	"	279
	12.2.4. Verifiche	"	279
	12.2.5. Resistenze di progetto	"	280
	12.2.6. Verifiche agli stati limite ultimi	"	281
	12.2.7. Verifiche agli stati limite di esercizio	"	283

12.2.8.	Verifiche semplificate	p. 283
12.3.	Muratura ordinaria – regole di dettaglio	" 284
12.4.	Muratura armata	" 284
12.5.	Muratura confinata	" 286
12.6.	Verifiche per situazioni transitorie	" 287
12.7.	Verifiche per situazioni eccezionali	" 287
12.8.	Resistenza al fuoco	" 287
12.9.	Progettazione integrata da prove e verifica mediante prove	" 287
12.10.	Altri sistemi costruttivi	" 288
13.	ESEMPI DI CALCOLO – GEOTECNICA	" 289
13.1.	Calcolo del peso specifico di un campione di terreno	" 289
13.2.	Calcolo dello stato tensionale di un terreno	" 292
13.3.	Calcolo dello stato tensionale in un punto di un terreno	" 292
13.4.	Calcolo dello stato tensionale in più punti di un terreno	" 293
13.5.	Calcolo del carico limite di una fondazione nastriforme	" 294
13.6.	Calcolo del carico limite di una fondazione	" 295
13.7.	Calcolo della larghezza di una fondazione nastriforme	" 296
14.	ESEMPI DI CALCOLO – CEMENTO ARMATO	" 297
14.1.	Esempio di verifica a compressione di una sezione rettangolare in c.a.	" 297
14.2.	Progetto di una sezione rettangolare in c.a. soggetta a sforzo normale di compressione	" 298
14.3.	Verifica a trazione di una sezione rettangolare in c.a.	" 299
14.4.	Calcolo della tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo	" 299
14.5.	Verifica dei limiti geometrici di una trave di elevazione in c.a.	" 300
14.6.	Verifica dei limiti geometrici di un pilastro in c.a.	" 301
14.7.	Verifica dei limiti di armatura longitudinale e trasversale di una trave di elevazione in c.a.	" 302
14.8.	Verifica a flessione di una sezione rettangolare in c.a.	" 304
14.9.	Verifica dei limiti di armatura longitudinale e trasversale di un pilastro in c.a.	" 306
14.10.	Verifica a taglio di una sezione rettangolare in c.a. senza armatura trasversale	" 307
14.11.	Verifica a punzonamento – Pilastro interno soggetto a sforzo normale	" 308
14.12.	Verifica di fessurazione di una sezione rettangolare in c.a. – SLE	" 311

15. ESEMPI DI CALCOLO – ACCIAIO	p.	320
15.1. Dimensionamento di un portale in acciaio	"	320
15.2. Verifica di stabilità delle aste compresse in acciaio	"	322
15.3. Verifica a flessione di una trave in acciaio di classe 2	"	324
15.4. Verifica a taglio di una trave in acciaio di classe 2	"	325
15.5. Verifica degli spostamenti verticali (SLE) per le travi di un solaio in acciaio	"	327
16. ESEMPI DI CALCOLO – LEGNO	"	329
16.1. Verifica a trazione parallela alla fibratura di una trave in legno	"	329
16.2. Verifica a compressione parallela alla fibratura di una trave in legno	"	330
16.3. Verifica a flessione di una trave in legno	"	331
16.4. Verifica a tensoflessione di una trave in legno	"	332
16.5. Verifica a pressoflessione di una trave in legno	"	333
16.6. Verifica a taglio di una trave in legno	"	335
16.7. Verifica a instabilità di trave (strutture in legno)	"	336
16.8. Verifica a instabilità di colonna (strutture in legno)	"	338
16.9. Verifica a deformazione (strutture in legno)	"	340
17. ESEMPI DI CALCOLO – MURATURA	"	342
17.1. Verifica di un architrave in acciaio su una parete in muratura	"	342
17.2. Verifica per carichi concentrati sulla muratura	"	347
18. SAGOMARIO DEI PROFILATI IN ACCIAIO	"	348
18.1. IPE	"	348
18.2. INP	"	349
18.3. HEA	"	350
18.4. HEB	"	351
18.5. HEM	"	352
18.6. Tubi in acciaio a sezione quadrata	"	353
18.7. Tubi in acciaio a sezione rettangolare	"	354
19. TABELLE DELLE CLASSI DI RESISTENZA PER IL LEGNO MASSICCIO E LAMELLARE	"	357
19.1. Classi di resistenza per legno massiccio di conifera e pioppo	"	357
19.2. Classi di resistenza per legno massiccio di latifoglia	"	358
19.3. Classi di resistenza per legno lamellare incollato di conifera	"	359
19.4. Classi di resistenza per specie legnose di provenienza italiana	"	360

20. INSTALLAZIONE E ATTIVAZIONE DEL SOFTWARE "CALC21"	p. 361
20.1. Note sul software Calc21	" 361
20.2. Requisiti hardware e software	" 361
20.3. Attivazione del software incluso	" 361
21. MANUALE D'USO DEL SOFTWARE "CALC21"	" 364
21.1. Muratura	" 364
21.1.1. Calcolo di una muratura soggetta a carico concentrato	" 364
21.1.2. Verifica di architrave in acciaio su parete in muratura portante	" 366
21.2. Acciaio	" 368
21.2.1. Verifica di stabilità delle aste compresse	" 368
21.2.2. Calcolo del giunto colonna-colonna	" 369
21.2.3. Calcolo del giunto di base	" 370
21.2.4. Verifica delle saldature di profili rettangolari	" 374
21.3. Cemento Armato	" 377
21.3.1. Calcolo dell'armatura di una sezione rettangolare compressa in c.a.	" 377
21.3.2. Verifica a trazione di una sezione rettangolare in c.a.	" 379
21.3.3. Verifica di fessurazione di sezioni in c.a.	" 381
21.3.4. Verifica a flessione semplice di una sezione in c.a.	" 383
21.3.5. Calcolo della tensione tangenziale di aderenza cls-acciaio	" 385
21.3.6. Verifica a punzonamento	" 386
21.3.7. Verifica dei limiti di armatura per pilastri e travi in c.a.	" 388
21.3.8. Verifica dei limiti geometrici	" 389
21.4. Utilità	" 389
21.4.1. Calcolo dell'ampiezza del giunto sismico	" 389
21.4.2. Azione della neve	" 395
21.4.3. Azione del vento	" 396
21.5. Informazioni	" 397
22. GLOSSARIO	" 398
BIBLIOGRAFIA E NORME DI RIFERIMENTO	" 401
BIBLIOGRAFIA	" 401
NORME DI RIFERIMENTO	" 401

INTRODUZIONE

Il presente libro si configura come un manuale tecnico, utile ai professionisti che si occupano di calcolo strutturale. Le normative nazionali utilizzate nel presente testo sono le NTC 2018 (D.M. 17 gennaio 2018, recante «*Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni"*»¹). Le presenti Norme tecniche per le costruzioni definiscono i principi per il progetto, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni, nei riguardi delle prestazioni loro richieste in termini di requisiti essenziali di resistenza meccanica e stabilità, anche in caso di incendio, e di durabilità. Esse forniscono quindi i criteri generali di sicurezza, precisano le azioni che devono essere utilizzate nel progetto, definiscono le caratteristiche dei materiali e dei prodotti e, più in generale, trattano gli aspetti attinenti alla sicurezza strutturale delle opere. Per le costruzioni in legno le NTC non sono sufficienti per la progettazione, e pertanto è consentito l'utilizzo di normative di comprovata validità e ad altri documenti tecnici elencati nel Capitolo 12 delle NTC 2018:

- Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN, con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali o, in mancanza di esse, nella forma internazionale EN;
- Norme UNI EN armonizzate i cui riferimenti siano pubblicati su *Gazzetta Ufficiale* dell'Unione Europea;
- Norme per prove, materiali e prodotti pubblicate da UNI.

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, possono essere utilizzati i documenti di seguito indicati che costituiscono riferimenti di comprovata validità:

- Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- Linee Guida del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale e successive modificazioni del Ministero per i Beni e le Attività Culturali, come licenziate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e ss.mm.ii.;
- Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.).

Possono essere utilizzati anche altri codici internazionali, purché sia dimostrato che garantiscano livelli di sicurezza non inferiori a quelli delle NTC.

¹ Pubblicato sul *Supplemento Ordinario* n. 8 alla *Gazzetta Ufficiale* n. 42 del 20 febbraio 2018, in vigore dal 22 marzo 2018 (30 giorni dopo la pubblicazione)

L'Eurocodice 5, essendo il documento normativo più completo per la progettazione delle strutture in legno, è considerato come norma di comprovata validità e pertanto può essere utilizzato senza contrastare le prescrizioni delle NTC 2018, salvo l'utilizzo dei coefficienti parziali di sicurezza per le proprietà dei materiali che devono essere quelli indicati nella normativa italiana, che sono più elevati rispetto a quelli usati negli altri paesi europei. Le normative tecniche europee per le costruzioni sono gli Eurocodici che forniscono le regole di calcolo per la progettazione delle strutture (edifici e opere di ingegneria civile) e dei relativi elementi strutturali, nonché le regole per la verifica di conformità dei prodotti strutturali. Gli Eurocodici contengono le seguenti norme:

- EN 1990: Basi di calcolo (EC 0);
- EN 1991: Azioni sulle costruzioni (EC 1);
- EN 1992: Strutture in cemento armato di sostegno (EC 2);
- EN 1993: Strutture in acciaio (EC 3);
- EN 1994: Strutture in acciaio-calcestruzzo (EC 4);
- EN 1995: Strutture in legno (EC 5);
- EN 1996: Strutture in muratura (EC 6);
- EN 1997: Geotecnica, fondazioni e opere (EC 7);
- EN 1998: Strutture in zona sismica (EC 8);
- EN 1999: Strutture in Alluminio (EC 9).

In particolare per le strutture in legno la norma di riferimento è la EN 1995 parte 1 e 2 (Eurocodice 5), che deve essere integrata con le prescrizioni contenute nell'Eurocodice 8 per la progettazione in zona sismica, dove nella prima parte si trattano gli edifici di nuova costruzione e nella terza l'adeguamento sismico degli edifici esistenti.

L'Eurocodice 5 definisce i criteri per la progettazione, il calcolo ed l'esecuzione delle strutture in legno, relativamente ai requisiti di resistenza meccanica, funzionalità, durabilità e resistenza al fuoco. Si basa sul metodo semiprobabilistico agli stati limite e le verifiche agli stati limite ultimi vanno effettuate in termini di tensioni per le gli elementi strutturali e per le sezioni lignee, e in termini di sforzi per i collegamenti.

Le verifiche agli stati limite di esercizio consistono nelle verifiche di deformabilità degli elementi strutturali, e rappresentano, in special modo per gli orizzontamenti, le verifiche determinanti nel dimensionamento della struttura.

Le nuove NTC si compongono di tre articoli.

- Articolo 1: è approvato il testo aggiornato delle Norme Tecniche per le Costruzioni e costituisce parte integrante del decreto.
- Articolo 2: indica la durata del periodo transitorio, successivo all'entrata in vigore delle NTC revisionate, entro il quale si possono continuare ad applicare le vigenti norme tecniche.
- Articolo 3: le NTC approvate entrano in vigore 30 giorni dopo la loro pubblicazione nella *Gazzetta Ufficiale* della Repubblica Italiana.

Le novità delle NTC 2018 sono tre:

- 1) la semplificazione delle regole sulla messa in sicurezza degli edifici esistenti;

INTRODUZIONE AL CALCOLO STRUTTURALE

Prima di parlare di calcolo strutturale, bisogna avere ben chiari alcuni concetti basilari di meccanica razionale, cioè bisogna aver compreso in pieno il moto e l'equilibrio dei sistemi meccanici con un numero finito di gradi di libertà. Per modellare una struttura è necessario scomporla in aste e vicoli in modo da poter realizzare gli schemi statici che la compongono e gli schemi di carico che agiscono su di essa.

Il calcolo strutturale può essere scomposto in quattro fasi fondamentali:

- 1) modellazione;
- 2) analisi delle sollecitazioni;
- 3) dimensionamento degli elementi;
- 4) verifiche.

Dopo aver schematizzato la struttura e applicato tutti i carichi vanno calcolate le sollecitazioni quindi, le reazioni vincolari. Le sollecitazioni vanno calcolate su tutti i nodi e in tutte le combinazioni di carico, considerando anche il sisma, la neve, il vento, le azioni termiche, ecc., per strutture semplici se si hanno buone basi di meccanica razionale e di scienza delle costruzioni, si arriva facilmente alla risoluzione degli schemi statici, per strutture complesse è molto più conveniente utilizzare uno dei tanti software in commercio. Successivamente si procede con il dimensionamento degli elementi strutturali, ed infine alle verifiche che sono necessarie a garantire il livello di sicurezza idoneo per la struttura. Per la valutazione della sicurezza delle costruzioni si devono adottare criteri probabilistici scientificamente comprovati.

Nelle NTC 2018 sono normati i criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza, applicabili nella generalità dei casi; tale metodo è detto di primo livello.

Gli stati limite si basano sul metodo semiprobabilistico in cui la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni.

Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici, R_{ki} e F_{kj} definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze e il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza. In genere, i frattili sono assunti pari al 5% (§ 2.3 delle NTC).

Secondo quanto indicato nel § 2.1 delle NTC 2018 le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)*: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone oppure comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera;
- *sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)*: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- *sicurezza antincendio*: capacità di garantire le prestazioni strutturali previste in caso d'incendio, per un periodo richiesto;
- *durabilità*: capacità della costruzione di mantenere, nell'arco della vita nominale di progetto, i livelli prestazionali per i quali è stata progettata, tenuto conto delle caratteristiche ambientali in cui si trova e del livello previsto di manutenzione;
- *robustezza*: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità di possibili cause innescanti eccezionali quali esplosioni e urti.

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile. Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile.

Per le opere esistenti è possibile fare riferimento a livelli di sicurezza diversi da quelli delle nuove opere ed è anche possibile considerare solo gli stati limite ultimi.

I materiali ed i prodotti, per poter essere utilizzati nelle opere previste dalle presenti norme, devono essere sottoposti a procedure e prove sperimentali di accettazione. Le prove e le procedure di accettazione sono definite nelle parti specifiche delle presenti norme riguardanti i materiali.

La fornitura di componenti, sistemi o prodotti, impiegati per fini strutturali, deve essere accompagnata da un manuale di installazione e di manutenzione da allegare alla documentazione dell'opera. I componenti, i sistemi e i prodotti edili od impiantistici, non facenti parte del complesso strutturale, ma che svolgono funzione statica autonoma, devono essere progettati ed installati nel rispetto dei livelli di sicurezza e delle prestazioni di seguito prescritti.

Le azioni da prendere in conto devono essere assunte in accordo con quanto stabilito nei relativi capitoli delle presenti norme. In mancanza di specifiche indicazioni, si dovrà fare ricorso ad opportune indagini, eventualmente anche sperimentali, o a documenti, normativi e non, di comprovata validità.

1.1. Stati limite ultimi (SLU)

Per stato limite ultimo si intende quel valore oltre il quale la struttura crolla. I principali stati limite ultimi (§ 2.2.1 delle NTC) sono:

- a) perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte, considerati come corpi rigidi;
- b) spostamenti o deformazioni eccessive;
- c) raggiungimento della massima capacità di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;

AZIONI E CARICHI SULLE COSTRUZIONI

2.1. La classificazione delle azioni

Si definisce azione la causa o insieme di cause capace di indurre stati limite in una struttura. Le azioni che agiscono sulle strutture sono classificate in base al modo di esplicarsi, secondo la risposta strutturale e secondo la variazione della loro intensità nel tempo.

Classificazione delle azioni in base al modo di esplicarsi

- *Dirette*: forze concentrate, carichi distribuiti, fissi o mobili.
- *Indirette*: spostamenti impressi, variazioni di temperatura e di umidità, ritiro, pre-compressione, cedimenti di vincoli, ecc..
- *Degrado*: endogeno (alterazione naturale del materiale di cui è composta l'opera strutturale); esogeno (alterazione delle caratteristiche dei materiali costituenti l'opera strutturale, a seguito di agenti esterni).

Classificazione delle azioni secondo la risposta strutturale

- *Statiche*: azioni applicate alla struttura che non provocano accelerazioni significative della stessa o di alcune sue parti.
- *Pseudo statiche*: azioni dinamiche rappresentabili mediante un'azione statica equivalente.
- *Dinamiche*: azioni che causano significative accelerazioni della struttura o dei suoi componenti.

Classificazione delle azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo

- *Azioni permanenti* (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale di progetto della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è molto lenta e di modesta entità:
 - peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
 - peso proprio del terreno, quando pertinente;
 - forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G_1);
 - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G_2);

- spostamenti e deformazioni impressi, incluso il ritiro;
- presollecitazione (P).
- *Azioni variabili (Q)*: azioni che agiscono con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel corso della vita nominale della struttura:
 - sovraccarichi;
 - azioni del vento;
 - azioni della neve;
 - azioni della temperatura.

Le azioni variabili sono dette di lunga durata se agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura. Sono dette di breve durata se agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura. A seconda del sito ove sorge la costruzione, una medesima azione climatica può essere di lunga o di breve durata.

- *Azioni eccezionali (A)*: azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;
 - incendi;
 - esplosioni;
 - urti ed impatti;
- *Azioni sismiche (E)*: azioni derivanti dai terremoti.

Quando rilevante, nella valutazione dell'effetto delle azioni è necessario tenere conto del comportamento dipendente dal tempo e dai materiali, come per la viscosità.

2.2. La caratterizzazione delle azioni elementari

Il valore di progetto di ciascuna delle azioni agenti sulla struttura F_d è ottenuto dal suo valore caratteristico F_k , come indicato nel § 2.3 delle NTC 2018. In accordo con le definizioni indicate nelle NTC, il valore caratteristico G_k di azioni permanenti caratterizzate da distribuzioni con coefficienti di variazione minori di 0,10 si può assumere coincidente con il valore medio.

Nel caso di azioni variabili caratterizzate da distribuzioni dei valori estremi dipendenti dal tempo, si assume come valore caratteristico quello caratterizzato da un assegnato periodo di ritorno. Per le azioni ambientali (neve, vento, temperatura) il periodo di ritorno è posto uguale a 50 anni, corrispondente ad una probabilità di eccedenza del 2% su base annua; per le azioni da traffico sui ponti stradali il periodo di ritorno è convenzionalmente assunto pari a 1000 anni. Nella definizione delle combinazioni delle azioni, i termini Q_{kj} rappresentano le azioni variabili di diversa natura che possono agire contemporaneamente: Q_{k1} rappresenta l'azione variabile di base e Q_{k2} , Q_{k3} , ... le azioni variabili d'accompagnamento, che possono agire contemporaneamente a quella di base.

Con riferimento alla durata relativa ai livelli di intensità di un'azione variabile, si definiscono:

AZIONE DELLA NEVE

Il carico provocato dalla neve sulle coperture deve essere valutato mediante la seguente espressione (§ 3.4.1 delle NTC 2018):

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

dove:

- q_s è il carico neve sulla copertura;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura (Tab. 3.4.II delle NTC 2018);
- q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²];
- C_E è il coefficiente di esposizione;
- C_t è il coefficiente termico.

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

3.1. Coefficiente di forma per le coperture

I coefficienti di forma delle coperture dipendono dalla forma stessa della copertura e dall'inclinazione sull'orizzontale delle sue parti componenti e dalle condizioni climatiche locali del sito ove sorge la costruzione.

In assenza di dati suffragati da opportuna documentazione, i valori nominali del coefficiente di forma μ_1 delle coperture ad una o a due falde possono essere ricavati dalla Tab. 3.4.II delle NTC 2018, essendo α , espresso in gradi sessagesimali, l'angolo formato dalla falda con l'orizzontale.

Tabella 3.1. Valori del coefficiente di forma

[Rif. Tab. 3.4.II - NTC 2018]

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60-\alpha)}{30}$	0,0

Si assume che alla neve non sia impedito di scivolare.

Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo α . Per coperture a più falde, per coperture con forme diverse, così come per coperture contigue a edifici più alti o per accumulo di neve contro parapetti o più in generale per altre situazioni ritenute significative dal progettista si deve fare riferimento a normative o documenti di comprovata validità.

3.1.1. Copertura ad una falda

Nel caso delle coperture ad una falda, si deve considerare la condizione di carico riportata nella seguente figura:

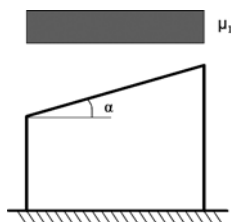


Figura 3.1. Condizione di carico per coperture ad una falda

3.1.2. Copertura a due falde

Nel caso delle coperture a due falde, si devono considerare le tre condizioni di carico alternative, denominate *Caso I*, *Caso II* e *Caso III* indicate nella seguente figura:

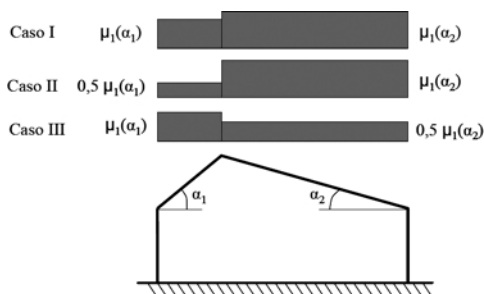


Figura 3.2. Condizioni di carico per coperture a due falde

3.2. Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione C_E può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge

AZIONE DEL VENTO

Il vento esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando effetti dinamici. Generalmente la direzione dell'azione si considera orizzontale.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti.

Per le costruzioni di forma o tipologia inusuale, oppure di grande altezza o lunghezza, o di rilevante snellezza e leggerezza, o di notevole flessibilità e ridotte capacità dissipative, il vento può dare luogo ad effetti la cui valutazione richiede l'uso di metodologie di calcolo e sperimentali adeguate allo stato dell'arte (§ 3.3.3 delle NTC 2018).

Le azioni del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione.

L'azione del vento sui singoli elementi che compongono la costruzione va determinata considerando la combinazione più gravosa delle pressioni agenti sulle due facce di ogni elemento. Nel caso di costruzioni di grande estensione, si deve inoltre tenere conto delle azioni tangenti esercitate dal vento.

L'azione d'insieme esercitata dal vento su una costruzione è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi, considerando come direzione del vento quella corrispondente ad uno degli assi principali della pianta della costruzione; in casi particolari, come ad esempio per le torri a base quadrata o rettangolare, si deve considerare anche l'ipotesi di vento spirante secondo la direzione di una delle diagonali.

4.1. Velocità base di riferimento

La velocità di riferimento v_b è definita (§ 3.3.1 delle NTC 2018) come il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (cfr. Tab. 3.3.II delle NTC 2018), riferito ad un periodo di ritorno $T_R = 50$ anni.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche v_b è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \cdot C_a$$

dove:

- $v_{b,0}$ è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab. 3.3.I delle NTC 2018 in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1 delle NTC 2018);

– c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1.500 \text{ m}$$

dove:

- a_0, k_s sono parametri forniti nella Tab. 3.3.1 delle NTC 2018 in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1 delle NTC 2018);
- a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

Tale zonazione non tiene conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, dovranno essere definiti singolarmente.

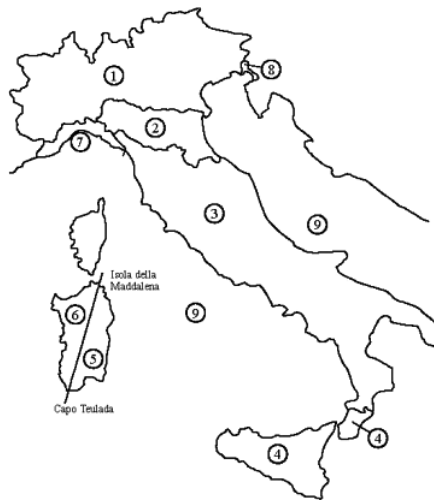


Figura 4.1. Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano (§ 3.3.1 delle NTC 2018)

Tabella 4.1. Valori dei parametri $v_{b,0}, a_0, k_s$

[Rif. Tab. 3.3.1 – NTC 2018]

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36

[segue]

AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2 delle NTC), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , come definite nel § 3.2.1 delle NTC, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4 delle NTC. In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica locale dell'area della costruzione.

Ai fini delle NTC 2018 le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g , accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_o , valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_C , valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Negli Allegati A e B del decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008¹, per tutti i siti considerati, sono forniti i valori di a_g , F_o e T^*_C , necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

5.1. Stati limite e relative probabilità di superamento

Nei confronti delle azioni sismiche, sia gli stati limite di esercizio (SLE) che gli stati limite ultimi (SLU) sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

¹ Pubblicato nel S.O. n. 30 alla Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008.

Gli stati limite di esercizio (SLE) comprendono:

- **Stato limite di operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi.
- **Stato limite di danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi (SLU) sono:

- **Stato limite di salvaguardia della vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.
- **Stato limite di prevenzione del collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella seguente Tabella 5.1 (Tab. 3.2.1 delle NTC).

Tabella 5.1. Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

[Rif. Tab. 3.2.1 - NTC 2018]

Stati Limite		P_{VR} Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di P_{VR} forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

AZIONI DELLA TEMPERATURA

Variazioni giornaliere e stagionali della temperatura esterna, irraggiamento solare e convezione comportano variazioni della distribuzione di temperatura nei singoli elementi strutturali. La severità delle azioni termiche è in generale influenzata da più fattori, quali le condizioni climatiche del sito, l'esposizione, la massa complessiva della struttura e la eventuale presenza di elementi non strutturali isolanti.

6.1. Temperatura dell'aria esterna

La temperatura dell'aria esterna, T_{estr} , può assumere il valore T_{max} o T_{min} , definite rispettivamente come temperatura massima estiva e minima invernale dell'aria nel sito della costruzione, con riferimento ad un periodo di ritorno di 50 anni.

Per un'opera di nuova realizzazione in fase di costruzione o per le fasi transitorie relative ad interventi sulle costruzioni esistenti, il periodo di ritorno dell'azione potrà essere ridotto come di seguito specificato:

- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto non superiore a tre mesi, si assumerà $T_R \geq 5$ anni;
- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto compresa fra tre mesi d un anno, si assumerà $T_R \geq 10$ anni.

In mancanza di adeguate indagini statistiche basate su dati specifici relativi al sito in esame, T_{max} o T_{min} dovranno essere calcolati in base alle espressioni riportate nel seguito, per le varie zone indicate nella figura 6.1 (vedi pagina seguente). Tale zonazione non tiene conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, dovranno essere definiti singolarmente.

Nelle espressioni seguenti, T_{max} o T_{min} sono espressi in °C; l'altitudine di riferimento a_s (espressa in m) è la quota del suolo sul livello del mare nel sito dove è realizzata la costruzione.

Zona I – Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino-Alto Adige, Veneto, Friuli-Venezia Giulia, Emilia Romagna:

$$T_{\text{min}} = -15 - \frac{4 \cdot a_s}{1000} \qquad T_{\text{max}} = 42 - \frac{6 \cdot a_s}{1000}$$

Zona II – Liguria, Toscana, Umbria, Lazio, Sardegna, Campania, Basilicata:

$$T_{\min} = -8 - \frac{4 \cdot a_s}{1000} \qquad T_{\max} = 42 - \frac{6 \cdot a_s}{1000}$$

Zona III – Marche, Abruzzo, Molise, Puglia:

$$T_{\min} = -8 - \frac{7 \cdot a_s}{1000} \qquad T_{\max} = 42 - \frac{0,3 \cdot a_s}{1000}$$

Zona IV – Calabria, Sicilia:

$$T_{\min} = -2 - \frac{9 \cdot a_s}{1000} \qquad T_{\max} = 42 - \frac{2 \cdot a_s}{1000}$$



Figura 6.1. Zone della temperatura dell'aria esterna

6.2. Temperatura dell'aria interna

In mancanza di più precise valutazioni, legate alla tipologia della costruzione ed alla sua destinazione d'uso, la temperatura dell'aria interna, T_{intr} , può essere assunta pari a 20 °C.

6.3. Distribuzione della temperatura negli elementi strutturali

Il campo di temperatura sulla sezione di un elemento strutturale monodimensionale con asse longitudinale x può essere in generale descritto mediante:

- la componente uniforme $\Delta T_u = T - T_0$ pari alla differenza tra la temperatura media attuale T e quella iniziale alla data della costruzione T_0 ;
- le componenti variabili con legge lineare secondo gli assi principali y e z della sezione, ΔT_{My} e ΔT_{Mz} .

AZIONI ECCEZIONALI

Le azioni eccezionali sono quelle che si presentano in occasione di eventi quali incendi, esplosioni ed urti.

È opportuno che le costruzioni possiedano un grado adeguato di robustezza, in funzione dell'uso previsto della costruzione, individuando gli scenari di rischio e le azioni eccezionali rilevanti ai fini della sua progettazione, secondo quanto indicato al § 2.2.5 delle NTC 2018.

Per le costruzioni in cui sia necessario limitare il rischio d'incendio per la salvaguardia dell'individuo e della collettività, nonché delle proprietà limitrofe e dei beni direttamente esposti al fuoco, devono essere eseguite verifiche specifiche del livello di prestazione strutturale antincendio.

Le strutture devono essere altresì verificate nei confronti delle esplosioni e degli urti per verosimili scenari di rischio o su richiesta del committente.

Le azioni eccezionali considerate nel progetto saranno combinate con le altre azioni mediante la regola di combinazione eccezionale:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Quando non si effettuano verifiche specifiche nei confronti delle azioni eccezionali, quali esplosioni, urti, ecc., la concezione strutturale, i dettagli costruttivi ed i materiali usati dovranno essere tali da evitare che la struttura possa essere danneggiata in misura sproporzionata rispetto alla causa.

7.1. Incendio

Per *incendio*, si intende la combustione autoalimentata ed incontrollata di materiali combustibili presenti in un compartimento (§ 3.6.1.1 delle NTC 2018).

Ai fini delle NTC si fa riferimento ad un *incendio convenzionale di progetto* definito attraverso una *curva di incendio* che rappresenta l'andamento, in funzione del tempo, della temperatura dei gas di combustione nell'intorno della superficie degli elementi strutturali.

La curva di incendio di progetto può essere:

- *nominale*: curva adottata per la classificazione delle costruzioni e per le verifiche di resistenza al fuoco di tipo convenzionale;
- *naturale*: curva determinata in base a modelli d'incendio e a parametri fisici che definiscono le variabili di stato all'interno del compartimento.

La *capacità di compartimentazione* in caso di incendio è l'attitudine di un elemento costruttivo a conservare, sotto l'azione del fuoco, oltre alla propria stabilità, un sufficiente isolamento termico ed una sufficiente tenuta ai fumi ed ai gas caldi della combustione, nonché tutte le altre prestazioni se richieste.

La *capacità portante in caso di incendio* è l'attitudine di una struttura, di una parte della struttura o di un elemento strutturale a conservare una sufficiente resistenza meccanica sotto l'azione del fuoco con riferimento alle altre azioni agenti.

La *resistenza al fuoco* riguarda la capacità portante in caso di incendio per una struttura, per una parte della struttura o per un elemento strutturale nonché la capacità di compartimentazione rispetto all'incendio per gli elementi di separazione sia strutturali, come muri e solai, sia non strutturali, come porte e tramezzi.

Per *compartimento antincendio* si intende una parte della costruzione delimitata da elementi costruttivi idonei a garantire, sotto l'azione del fuoco e per un dato intervallo di tempo, la capacità di compartimentazione.

Per *carico di incendio* si intende il potenziale termico netto della totalità dei materiali combustibili contenuti in uno spazio, corretto in base ai parametri indicativi della partecipazione alla combustione dei singoli materiali.

Per *carico d'incendio specifico* si intende il carico di incendio riferito all'unità di superficie lorda.

Per *carico di incendio specifico di progetto* si intende il carico di incendio specifico corretto in base ai parametri indicatori del rischio di incendio del compartimento e dei fattori relativi alle misure di protezione presenti.

I valori del carico d'incendio specifico di progetto ($q_{f,d}$) sono determinati mediante la relazione:

$$q_{f,d} = q_f \cdot \delta_{q1} \cdot \delta_{q2} \cdot \delta_n \quad [\text{MJ/m}^2]$$

dove:

- q_f è il valore nominale del carico d'incendio;
- $\delta_{q1} \geq 1,00$ è un fattore che tiene conto del rischio di incendio in relazione alla superficie del compartimento;
- $\delta_{q2} \geq 0,80$ è un fattore che tiene conto del rischio di incendio in relazione al tipo di attività svolta nel compartimento;
- $\delta_n = \prod_{i=1}^{10} \delta_{ni} \geq 0,20$ è un fattore che tiene conto delle differenti misure di protezione dall'incendio (sistemi automatici di estinzione, rivelatori, rete idranti, squadre antincendio, ecc.).

PROGETTAZIONE GEOTECNICA

Il presente capitolo riguarda gli aspetti geotecnici della progettazione e della esecuzione di opere ed interventi che interagiscono con il terreno ed in particolare tratta di:

- opere di fondazione;
- opere di sostegno;
- opere in sotterraneo;
- opere e manufatti di materiali sciolti naturali o di provenienza diversa;
- fronti di scavo;
- consolidamento;
- miglioramento e rinforzo dei terreni e degli ammassi rocciosi;
- consolidamento di opere esistenti.

Le scelte progettuali devono tener conto delle prestazioni attese delle opere, dei caratteri geologici del sito e delle condizioni ambientali. I risultati dello studio rivolto alla caratterizzazione e modellazione geologica devono essere esposti in una specifica relazione geologica. Le analisi di progetto devono essere basate su modelli geotecnici dedotti da specifiche indagini e prove che il progettista deve definire in base alle scelte tipologiche dell'opera o dell'intervento e alle previste modalità esecutive.

Le scelte progettuali, il programma e i risultati delle indagini, la caratterizzazione e la modellazione geotecnica, unitamente ai calcoli per il dimensionamento geotecnico delle opere e alla descrizione delle fasi e modalità costruttive, devono essere illustrati in una specifica relazione geotecnica.

8.1. Articolazione del progetto

Il progetto delle opere e dei sistemi geotecnici deve articolarsi nelle seguenti fasi:

- 1) caratterizzazione e modellazione geologica del sito;
- 2) scelta del tipo di opera o intervento e programmazione delle indagini geotecniche;
- 3) caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce presenti nel volume significativo e definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo;
- 4) descrizione delle fasi e delle modalità costruttive;
- 5) verifiche della sicurezza e delle prestazioni;
- 6) programmazione delle attività di controllo e monitoraggio.

8.2. Caratterizzazione e modellazione geologica del sito

Il modello geologico di riferimento è la ricostruzione concettuale della storia evolutiva dell'area di studio, attraverso la descrizione delle peculiarità genetiche dei diversi terreni presenti, delle dinamiche dei diversi termini litologici, dei rapporti di giustapposizione reciproca, delle vicende tettoniche subite e dell'azione dei diversi agenti morfogenetici.

La caratterizzazione e la modellazione geologica del sito consiste nella ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio, descritti e sintetizzati dal modello geologico di riferimento.

In funzione del tipo di opera o di intervento e della complessità del contesto geologico, specifiche indagini saranno finalizzate alla documentata ricostruzione del modello geologico. Esso deve essere sviluppato in modo da costituire utile elemento di riferimento per il progettista per inquadrare i problemi geotecnici e per definire il programma delle indagini geotecniche.

La caratterizzazione e la modellazione geologica del sito devono essere esaurientemente esposte e commentate in una relazione geologica, che è parte integrante del progetto. Tale relazione comprende, sulla base di specifici rilievi ed indagini, la identificazione delle formazioni presenti nel sito, lo studio dei tipi litologici, della struttura del sottosuolo e dei caratteri fisici degli ammassi, definisce il modello geologico del sottosuolo, illustra e caratterizza gli aspetti stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici, nonché i conseguenti livelli delle pericolosità geologiche.

8.3. Indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica

Le indagini geotecniche devono essere programmate in funzione del tipo di opera e/o di intervento e devono riguardare il volume significativo di cui al §§ 3.2.2 e 7.11.2 delle NTC 2018.

Per volume significativo di terreno si intende la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso. Le indagini devono permettere la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo necessari alla progettazione. Della definizione del piano delle indagini, della caratterizzazione e della modellazione geotecnica è responsabile il progettista.

Ai fini dell'analisi quantitativa di uno specifico problema, per modello geotecnico di sottosuolo si intende uno schema rappresentativo del volume significativo di terreno, suddiviso in unità omogenee sotto il profilo fisico-meccanico, che devono essere caratterizzate con riferimento allo specifico problema geotecnico. Nel modello geotecnico di sottosuolo devono essere definiti il regime delle pressioni interstiziali e i valori caratteristici dei parametri geotecnici.

Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato. I valori caratteristici delle proprietà fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere dedotti

IL CEMENTO ARMATO

Il *cemento armato* si ottiene dall'unione di due materiali: calcestruzzo e barre d'acciaio annegate al suo interno, il primo ha una buona resistenza a compressione mentre il secondo a trazione. Ai fini della valutazione del comportamento e della resistenza delle strutture in calcestruzzo (§ 4.1 NTC 2018), questo viene titolato ed identificato mediante la classe di resistenza contraddistinta dai valori caratteristici delle resistenze cilindrica e cubica a compressione uniassiale, misurate rispettivamente su provini cilindrici (o prismatici) e cubici, espressa in MPa.

La relazione che lega la resistenza cilindrica a quella cubica è fornita dalla seguente espressione:

$$R_{ck} = f_{ck} \cdot 0,83$$

Per le classi di resistenza normalizzate per calcestruzzo normale si può fare utile riferimento a quanto indicato nelle norme UNI EN 206-1:2006 e nella UNI 11104:2004.

Sulla base della denominazione normalizzata vengono definite le classi di resistenza nella Tab. 4.1.I delle NTC 2018.

Le classi di resistenza si indicano con la sigla Cx/y , dove x ed y sono due numeri che indicano rispettivamente la resistenza cilindrica f_{ck} e la corrispondente resistenza cubica R_{ck} , ad esempio C25/30 indica un calcestruzzo con $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ e $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$.

Tabella 9.1. *Classi di resistenza*

[Rif. Tab. 4.1.I - NTC 2018]

CLASSE DI RESISTENZA	CLASSE DI RESISTENZA
C8/10	C40/50
C12/15	C45/55
C16/20	C50/60
C20/25	C55/67
C25/30	C60/75
C30/37	C70/85
C35/45	C80/95
C45/55	C90/105

Oltre alle classi di resistenza riportate nella Tab. 4.1.I delle NTC 2018 si possono prendere in considerazione le classi di resistenza già in uso C28/35 e C32/40, indicati nella Tab. 4.1.I delle NTC 2018.

Tabella 9.2. *Classi di resistenza*

[Rif. Tab. 4.1.I - NTC 2018]

CLASSE DI RESISTENZA	CLASSE DI RESISTENZA
C8/10	C40/50
C12/15	C45/55
C16/20	C50/60
C20/25	C55/67
C25/30	C60/75
C28/35	C70/85
C32/40	C80/95
C35/45	C90/105

I calcestruzzi delle diverse classi di resistenza trovano impiego secondo quanto riportato nella Tab. 4.1.II, fatti salvi i limiti derivanti dal rispetto della durabilità.

Tabella 9.3. *Impiego delle diverse classi di resistenza*

[Rif. Tab. 4.1.II - NTC 2018]

Strutture di destinazione	Classe di resistenza minima
Per strutture non armate o a bassa percentuale di armatura (§ 4.1.11)	C8/10
Per strutture semplicemente armate	C16/20
Per strutture precomprese	C25/35

9.1. Calcestruzzo

Il calcestruzzo è un materiale composito ottenuto dalla miscela dei seguenti materiali:

- inerti (ghiaia e sabbia);
- cemento;
- acqua.

La ghiaia costituisce l'ossatura portante del calcestruzzo (cls), mentre l'acqua e il cemento costituiscono la pasta cementizia che consente l'unione degli inerti.

Il cemento è un materiale inorganico che miscelato con l'acqua genera una pasta cementizia (boiaccia) che rapprende ed indurisce a seguito di reazioni e processi di idratazione, la presa inizia dopo circa un'ora dal mescolamento del cemento con l'acqua e termina dopo qualche ora, mentre la fase di indurimento si protrae per giorni e dopo una stagionatura di 28 giorni si possono determinare le caratteristiche meccaniche.

L'ACCIAIO

L'acciaio è una lega metallica composta da ferro e carbonio, con una ben definita quantità di carbonio che determina la resistenza, la duttilità e la saldabilità del materiale. Più precisamente l'acciaio ha un tenore di carbonio inferiore all'1,7%, superata questa soglia la lega ferro-carbonio assume la denominazione di ghisa.

Gli acciai in base al contenuto di carbonio si dividono in:

- Acciai extra-dolci (quantità di carbonio inferiore di 0,15%);
- Acciai dolci (quantità di carbonio compresa tra 0,15% e 0,25%);
- Acciai semiduri (quantità di carbonio compresa tra 0,25% e 0,50%);
- Acciai duri (quantità di carbonio compresa tra 0,50% e 0,75%);
- Acciai durissimi (quantità di carbonio maggiore di 0,75%).

Il tenore di carbonio influenza le proprietà dell'acciaio, un elevato contenuto di carbonio determina un aumento della resistenza e una diminuzione della duttilità e della saldabilità. Pertanto gli acciai da costruzione e gli acciai da carpenteria hanno un basso tenore di carbonio, compreso tra 0,1% e 0,3%.

Spesso nell'acciaio, oltre al ferro e al carbonio, sono presenti altri elementi che hanno lo scopo di conferire al materiale proprietà particolari; aggiungendo il *manganese* ed il *silicio* si ottengono acciai saldabili con elevate caratteristiche meccaniche, aggiungendo il *romo* si aumenta la resistenza meccanica e si riduce la corrosione (acciai inossidabili), aggiungendo il *nicel* invece aumenta la resistenza meccanica e si riduce la deformabilità.

10.1. Prodotti siderurgici

Gli elementi in acciaio, utilizzati nelle costruzioni, sono prodotti mediante processi di laminazione a caldo o di sagomatura a freddo.

Se il rapporto tra la temperatura a cui si sta effettuando la lavorazione e la temperatura di fusione del metallo considerato è maggiore di 0,6 allora la lavorazione è detta "a caldo", se questo rapporto è inferiore di 0,3 la lavorazione è detta "a freddo".

In sede di progettazione, per gli acciai di cui alle norme europee armonizzate UNI EN 10025-1, UNI EN 10210-1 ed UNI EN 10219-1, si possono assumere nei calcoli i valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk} riportati nelle tabelle seguenti.

Tabella 10.1. Laminati a caldo con profili a sezione aperta piani e lunghi

[Rif. Tab. 4.2.I – NTC 2018]

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale "t" dell'elemento			
	t ≤ 40mm		40 mm < t ≤ 80mm	
	f _{yk} [N/mm ²]	f _{yk} [N/mm ²]	f _{yk} [N/mm ²]	f _{yk} [N/mm ²]
UNI EN 10025-2 S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550
UNI EN 10025-3 S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 /NL	460	540	430	540
UNI EN 10025-4 S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
UNI EN 10025-5 S 235 W	235	360	215	340

Tabella 10.2. Laminati a caldo con profili a sezione cava

[Rif. Tab. 4.2.II – NTC 2018]

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale "t" dell'elemento			
	t ≤ 40mm		40 mm < t ≤ 80mm	
	f _{yk} [N/mm ²]	f _{yk} [N/mm ²]	f _{yk} [N/mm ²]	f _{yk} [N/mm ²]
UNI EN 10210-1 S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	510	335	490
S 420 NH/NLH	420	540	390	520
UNI EN 10219-1 S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	430		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 275 MH/MLH	275	360		

[segue]

IL LEGNO

Il *legno* è il più antico materiale da costruzione ed ha rappresentato sino alla seconda metà dell'800 il materiale principale per la realizzazione degli orizzontamenti.

Il legno è un materiale composito costituito da cellule vegetali di forma allungata disposte parallelamente all'asse del tronco, ed è costituito principalmente da:

- *cellulosa*;
- *lignina*;
- *acqua*;
- *estrattivi*.

La *cellulosa* è un polisaccaride composto da unità ripetute del monomero di glucosio che costituisce il componente base della parete cellulare (40-46% del peso secco) e possiede buona resistenza a trazione.

La *lignina* è un polimero organico costituito principalmente da composti fenolici, costituisce il 20-30% in peso del tessuto legnoso e possiede una buona resistenza a compressione.

L'*acqua* contenuta nel legno è presente in quantità che varia dal 17 al 60% ed è sotto forma di acqua di costituzione, di saturazione e di imbibizione.

Gli *estrattivi* comprendono composti di natura diversa, tra questi citiamo i carboidrati, gli acidi grassi, fenoli, i tannini, etc., nonostante siano contenuti in piccole quantità possono conferire al legno importanti proprietà, quali colore, durabilità naturale, stabilità dimensionale.

Dal punto di vista tecnologico si intende per legno la parte interna dei fusti delle piante arboree, appartenenti alle *gimnosperme* (conifere) e alle *angiosperme dicotiledoni* (latifoglie). In funzione della struttura e della disposizione delle cellule si determinano le proprietà fisiche e meccaniche dei diversi tipi di legno.

Mediante una sezione trasversale del fusto è possibile distinguere gli strati che lo compongono (anelli), dall'esterno verso l'interno possiamo individuare:

- *Corteccia*: costituisce l'anello più esterno ed ha una funzione protettiva dagli agenti atmosferici;
- *Floema*: ha uno spessore molto sottile ed è il tessuto di conduzione della linfa elaborata, ovvero il nutrimento sintetizzato che dalle foglie raggiunge tutte le altre parti dell'albero;

- *Cambio*: è la zona in cui inizia l'accrescimento del tronco, ovvero produce albarno verso l'interno e floema verso l'esterno;
- *Albarno*: è formato da cellule nelle quali scorre linfa grezza, ovvero acqua e sali minerali, che dalle radici giunge alle foglie;
- *Durame*: è la zona del tronco di maggiore spessore, è costituito da cellule dure e compatte ed è essenzialmente l'albarno invecchiato, nel quale non si ha più flusso di linfa;
- *Midollo*: è la parte più interna del tronco e non si differenzia molto dal durame.

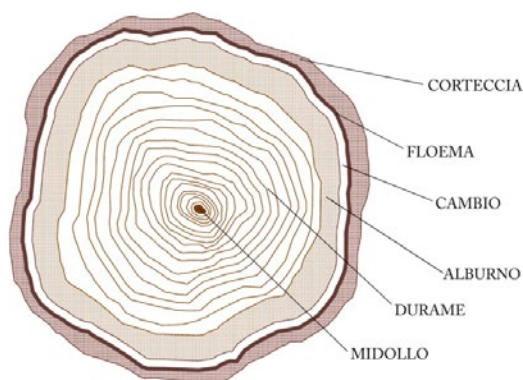
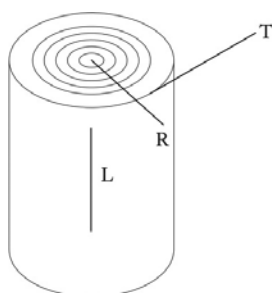


Figura 11.1. Sezione trasversale di un tronco d'albero

All'interno del tronco, idealmente cilindrico, si individuano tre direzioni principali (longitudinale, radiale e circonferenziale) a cui corrispondono tre sezioni (trasversale, radiale e tangenziale), per ognuna delle quali è possibile definire caratteristiche morfologiche differenziate e caratteristiche fisiche e meccaniche molto variabili, che conferiscono al materiale uno spiccato comportamento anisotropo.



L - Direzione longitudinale: è parallela all'asse del tronco e corrispondente alla direzione delle fibre.

R - Direzione radiale: è perpendicolare alla direzione longitudinale.

T - Direzione tangenziale: è perpendicolare alla direzione longitudinale e alla direzione radiale.

Figura 11.2. Schematizzazione delle direzioni anatomiche del legno

Proprio per la sua anisotropia, il legno possiede una resistenza agli sforzi che varia in funzione della direzione in cui questi agiscono rispetto alla direzione delle fibre, in generale si può affermare che si ha una resistenza maggiore se sollecitato parallelamente alla

COSTRUZIONI IN MURATURA

Definizioni

Formano oggetto delle presenti norme le costruzioni con struttura portante verticale realizzata con sistemi di muratura in grado di sopportare azioni verticali ed orizzontali, collegati tra di loro da strutture di impalcato, orizzontali ai piani ed eventualmente inclinate in copertura, e da opere di fondazione.

Le costruzioni di muratura devono essere realizzate nel rispetto di quanto contenuto nelle presenti Norme Tecniche ai §§ 4.5 e 11.10. Il rispetto di tali requisiti consente di classificare le costruzioni in muratura come moderatamente dissipative e quindi appartenenti alla classe di duttilità CD"B". In particolare, ai predetti paragrafi deve farsi riferimento per ciò che concerne le caratteristiche fisiche, meccaniche e geometriche degli elementi resistenti naturali e artificiali, nonché per i relativi controlli di produzione e di accettazione in cantiere.

Il presente paragrafo divide le costruzioni di muratura in: ordinaria, armata e confinata. Al riguardo si precisa che, per quanto attiene all'acciaio d'armatura, vale tutto quanto specificato dalle presenti Norme Tecniche relativamente alle costruzioni in calcestruzzo armato. Ai fini delle verifiche di sicurezza, è in ogni caso obbligatorio l'utilizzo del "metodo semiprobabilistico agli stati limite", salvo quanto previsto al § 7.8.1.9. I coefficienti parziali di sicurezza per la resistenza del materiale forniti nel Capitolo 4 possono essere ridotti del 20% e comunque fino ad un valore non inferiore a 2.

12.1. Elementi resistenti in muratura

12.1.1. Elementi artificiali

Gli elementi resistenti artificiali possono essere dotati di fori in direzione normale al piano di posa (foratura verticale) oppure in direzione parallela (foratura orizzontale). Gli elementi possono essere rettificati sulla superficie di posa. Per l'impiego nelle opere trattate dalla presente norma, gli elementi sono classificati in base alla percentuale di foratura φ ed all'area media della sezione normale di ogni singolo foro f . I fori sono di regola distribuiti pressoché uniformemente sulla faccia dell'elemento. La percentuale di foratura è espressa dalla relazione $\varphi = 100 F/A$ dove:

- F è l'area complessiva dei fori passanti e profondi non passanti;
- A è l'area lorda della faccia dell'elemento di muratura delimitata dal suo perimetro.

Nel caso dei blocchi in laterizio estrusi la percentuale di foratura φ coincide con la percentuale in volume dei vuoti come definita dalla norma UNI EN 772-9:2007.

Tabella 12.1. *Classificazione elementi in laterizio*

Elementi	Percentuale di foratura φ	Area f della sezione normale del foro
Peni	$\leq 15\%$	$f \leq 9 \text{ cm}^2$
Semipieni	$15\% < \varphi \leq 45\%$	$f \leq 12 \text{ cm}^2$
Forati	$45\% < \varphi \leq 55\%$	$f \leq 15 \text{ cm}^2$

Gli elementi possono avere incavi di limitata profondità destinati ad essere riempiti dal letto di malta. Elementi di laterizio di area lorda A maggiore di 300 cm^2 possono essere dotati di un foro di presa di area massima pari a 35 cm^2 , da computare nella percentuale complessiva della foratura, avente lo scopo di agevolare la presa manuale; per A superiore a 580 cm^2 sono ammessi due fori, ciascuno di area massima pari a 35 cm^2 , oppure un foro di presa o per l'eventuale alloggiamento della armatura la cui area non superi 70 cm^2 .

Tabella 12.2. *Classificazione elementi in calcestruzzo*

Elementi	Percentuale di foratura φ	Area f della sezione normale del foro	
		$A \leq 900 \text{ cm}^2$	$A > 900 \text{ cm}^2$
Peni	$\varphi \leq 15\%$	$f \leq 0,10 A$	$f \leq 0,15 A$
Semipieni	$15\% < \varphi \leq 45\%$	$f \leq 0,10 A$	$f \leq 0,15 A$
Forati	$45\% < \varphi \leq 55\%$	$f \leq 0,10 A$	$f \leq 0,15 A$

Non sono soggetti a limitazione i fori degli elementi in laterizio e calcestruzzo destinati ad essere riempiti di calcestruzzo o malta.

Lo spessore minimo dei setti interni (distanza minima tra due fori) è il seguente:

- elementi in laterizio e di silicato di calcio: 7 mm;
- elementi in calcestruzzo: 18 mm.

Lo spessore minimo dei setti esterni (distanza minima dal bordo esterno al foro più vicino al netto dell'eventuale rigatura) è il seguente:

- elementi in laterizio e di silicato di calcio: 10 mm;
- elementi in calcestruzzo: 18 mm.

Per i valori di adesività malta/elemento resistente si può fare riferimento a indicazioni di normative di riconosciuta validità.

ESEMPI DI CALCOLO – GEOTECNICA

13.1. Calcolo del peso specifico di un campione di terreno

Proprietà dei terreni

Dai continui processi di erosione e disgregazione delle rocce, hanno origine i terreni, in tali processi possiamo distinguere tre fasi, la prima chiamata *formazione*, dovuta agli agenti atmosferici che nel corso degli anni disgregano le rocce, la seconda chiamata *trasporto*, dovuta sempre agli agenti atmosferici è la conseguenza della fase di formazione, che grazie alla forza del vento e dell'acqua consente di trasportare i detriti iniziali per poi dare il via alla terza ed ultima fase e cioè la *deposizione*. Il processo formato dalle tre fasi da origine a *sistemi multifase* cioè sistemi formati da particelle solide di minerali, acqua e aria, dal cui comportamento è possibile risalire alla sua storia passata, cioè sistemi dotati di una memoria.

Se confrontiamo i materiali che formano un terreno con i materiali che utilizziamo per la realizzazione di un'opera d'ingegneria, ci accorgiamo che i materiali da costruzione utilizzati per la realizzazione dell'opera li scegliamo noi, e siamo a conoscenza delle proprietà fisico meccaniche, per il terreno la situazione è ben diversa poiché non si ha la facoltà di scelta del materiale, ed inoltre il comportamento è molto complesso perché è influenzato dalla sua storia, dalle condizioni ambientali e dalla molteplicità di elementi che lo contraddistinguono, conferendo ad esso disomogeneità e anisotropismo.

I terreni in funzione della disposizione geometrica e dei legami delle particelle che li compongono possono avere una microstruttura, macrostruttura, e megastuttura.

Ogni particella di terreno è soggetta all'azione di forze di massa e a forze di superficie, le prime sono dovute alle interazioni meccaniche, le seconde dipendono dal tipo di materiale che costituisce le particelle e dalla dimensione geometrica.

La struttura dei terreni può essere sciolta o densa, naturalmente i terreni sciolti hanno una percentuale di aria superiore ai terreni densi. Un terreno sciolto può essere schematizzato come un sistema multifasico (trifasico), formato da uno scheletro di particelle solide, in cui al suo interno c'è una parte di liquido ed una parte di aria o gas.

Il volume totale del terreno trifasico è la somma del volume di ogni singola fase:

$$V = V_g + V_w + V_s$$

Con V_g si indica il volume di gas contenuto nel campione di terreno, con V_w il volume di acqua o di liquido, con V_s il volume riferito alla parte solida.

La somma tra il volume dell'acqua e il volume del gas dà il volume dei vuoti V_v :

$$V_v = V_g + V_w$$

Il rapporto tra il volume dei vuoti ed il volume totale mi dà la porosità del terreno n :

$$n = \frac{V_v}{V}$$

che moltiplicata per 100 potrà esprimerla in% con un valore compreso tra 0 e 1:

- se $n = 0$ il terreno in esame è un solido continuo;
- se $n = 1$ invece avrà vuoto totale.

Il rapporto tra il volume dei vuoti ed il volume della fase solida mi dà l'indice dei vuoti e :

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

- $e = 0$ (solido continuo);
- $e = 1$ (vuoto totale).

Sia n che e sono indici di misura della densità del terreno:

- *sabbia* $0,3 < e < 1,0$
- *ghiaia* $0,3 < e < 0,67$
- *argilla* $0,7 < e < 2,3$

n ed e sono legati tra di loro dalle due relazioni seguenti:

$$n = \frac{e}{1+e}$$

$$e = \frac{n}{1-n}$$

Si definisce grado di saturazione il rapporto tra il volume dell'acqua e il volume dei vuoti e si indica con s , se un terreno risulta asciutto se $s = 0$, saturo se $s = 1$:

$$s = \frac{V_w}{V_v}$$

Si definisce contenuto d'acqua in un terreno il rapporto tra il peso dell'acqua W_w ed il peso della parte solida W_s e si indica con W , se un terreno risulta asciutto se $W = 0$, saturo se $W = 1$:

$$W = \frac{W_w}{W_s}$$

ESEMPI DI CALCOLO – CEMENTO ARMATO

14.1. Esempio di 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 $8\phi 14 = 12,31$ cm².

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

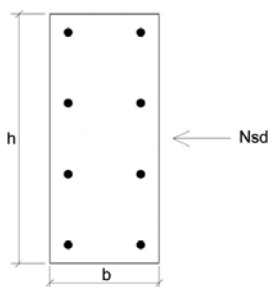
$$N_{Rd} = A_c \cdot f_{cd} + f_{yd} \cdot A_s$$

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 $N_{sd} = 1500$ kN ed ha le seguenti caratteristiche geometriche:

$$\begin{aligned} b &= 30 \text{ cm (base)} \\ h &= 60 \text{ cm (altezza)} \\ A_c &= 30 \cdot 60 = 1800 \text{ cm}^2 \\ A_s &= 8\phi 14 = 12,32 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$



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

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.

14.2. 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 $\phi 16$.

ESEMPI DI CALCOLO - ACCIAIO

15.1. Dimensionamento di un portale in acciaio

Si suppone di dimensionare un portale in acciaio, con profilati IPE per le travi e profilati HEA per le colonne.

Dati di calcolo:

$L = 3,00$ m (luce)

$H = 2,70$ m (altezza)

$P_d = 30$ kN/m (carico distribuito)

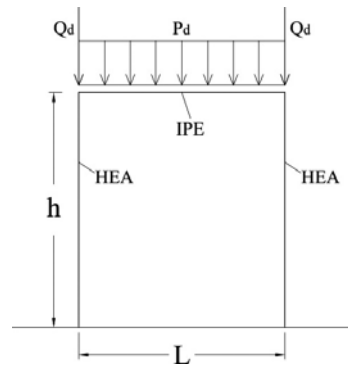
$Q_d = 400$ kN (carico concentrato)

Dati dell'acciaio:

S 235

$f_{yk} = 235$ N/mm² (tensione di snervamento)

$E = 210000$ N/mm² (modulo elastico)



Per dimensionare la trave IPE si calcola il momento massimo in mezzzeria:

$$M_{\max} = \frac{P_d \cdot L^2}{8} \Rightarrow M_{\max} = \frac{30 \cdot 3^2}{8} = 33,75 \text{ kNm}$$

Dalla formula per il calcolo del momento resistente si ricava il momento resistente del profilato:

$$M_{Rd} = \frac{W \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \Rightarrow W = \frac{M \cdot \gamma_{M0}}{f_{yk}}$$

$$W = \frac{M \cdot \gamma_{M0}}{f_{yk}} = \frac{33,75 \cdot 1,05}{235} \cdot 10 = 150,80 \text{ cm}^3$$

Dal sagomario si sceglie il profilato con $W_y > W$ e quindi un IPE 200 ($W_y = 194,30 \text{ cm}^3$). Per dimensionare i pilasti HEA si calcola lo sforzo normale alla base del pilastro:

$$N_{Ed} = Q_d + \frac{P_d \cdot L}{2} \Rightarrow N_{Ed} = 400 + \frac{30 \cdot 3}{2} = 445,00 \text{ kN}$$

Dalla formula per il calcolo della resistenza a compressione si ricava l'area necessaria per resistente allo sforzo normale prima calcolato:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A = \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{f_{yk}}$$

$$A = \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{f_{yk}} = \frac{445 \cdot 1,05}{235} \cdot 10 = 19,88 \text{ cm}^2$$

Dal sagomario si sceglie il profilato con area superiore a 19,88 cm² e quindi un HEA 100 (A = 21,24 cm²).

Effettuiamo le verifiche di stabilità a compressione, la prima cosa da calcolare è la snellezza del pilastro:

$$\lambda = \frac{\beta \cdot h}{i_{\min}}$$

dove h è l'altezza del pilastro e il coefficiente $\beta = 1$, quindi sostituendo i valori si ottiene:

$$\lambda = \frac{\beta \cdot h}{i_{\min}} \Rightarrow \lambda = \frac{1 \cdot 2,7 \cdot 100}{\min(2,51; 4,06)} = 107,57$$

La snellezza per membrature principali, da normativa, deve risultare $\lambda < \lambda_{\max}$ con:

$$\lambda_{\max} = 200$$

Calcoliamo la capacità portante per instabilità:

$$N_{B,Rd} = \frac{\chi \cdot A_s \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

dove il coefficiente χ si calcola con la seguente formula:

$$\chi = \min \left\{ 1; \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}} \right\}$$

Tale coefficiente dipende dal coefficiente φ e dalla snellezza adimensionalizzata $\bar{\lambda}$:

$$\varphi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

(il coefficiente α tiene conto delle imperfezioni e si ricava dalla tabella 6.1 dell'Eurocodice 3, nel nostro esempio $\alpha = 0,49$).

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_s \cdot f_{yk}}{N_{cr}}}$$

ESEMPI DI CALCOLO – LEGNO

16.1. Verifica a trazione parallela alla fibratura di una trave in legno

Si effettua la verifica in una sezione rettangolare, avente base $b = 160$ mm e altezza $h = 200$ mm, realizzata con legno lamellare GL24h, soggetta ad uno sforzo normale di trazione pari a $N = 165$ kN.

La resistenza caratteristica a trazione del legno GL24h si ricava dalla Tab. 3.4 della norma UNI EN 1194:2000, e risulta pari a: $f_{t,0,k}$ (resistenza a trazione parallela) = 16,5 N/mm².

La verifica si conduce calcolando $\sigma_{t,0,d}$ e $\bar{f}_{t,0,d}$ e verificando che la tensione di calcolo a trazione parallela alla fibratura sia inferiore alla resistenza di calcolo, ovvero:

$$\sigma_{t,0,d} \leq \bar{f}_{t,0,d}$$

Si calcola la tensione di calcolo a trazione parallela alla fibratura:

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N}{A_{netta}} = \frac{165 \cdot 10^3}{(160 \cdot 200)} = 5,16 \text{ N/mm}^2$$

Poiché il lato maggiore della sezione, h , è inferiore a 600 mm, il valore caratteristico $f_{t,0,k}$ può essere incrementato tramite il coefficiente moltiplicativo k_h , e quindi la resistenza di calcolo risulta:

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

dove:

- $k_{mod} = 1$ (Tab. 4.4.IV delle NTC 2018);
- $\gamma_m = 1,45$ (Tab. 4.4.III delle NTC 2018).

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{600}{h} \right)^{0,1}; 1,1 \right\} = \min \left\{ \left(\frac{600}{200} \right)^{0,1}; 1,1 \right\} = \min \{1,12; 1,1\} = 1,1$$

Sostituendo i valori si avrà:

$$f_{t,0,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot k_h \cdot f_{t,0,k}}{\gamma_m} = \frac{1 \cdot 1,1 \cdot 16,5}{1,45} = 12,57 \text{ N/mm}^2$$

Sostituendo i valori nella formula di verifica si ottiene:

$$\sigma_{t,0,d} = 5,16 \leq f_{t,0,d} = 12,57 \Rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

16.2. Verifica a compressione parallela alla fibratura di una trave in legno

Si effettua la verifica in una sezione rettangolare, avente base $b = 160 \text{ mm}$ e altezza $h = 200 \text{ mm}$, realizzata con legno lamellare GL24h, soggetta ad uno sforzo normale di compressione pari a $N = 170 \text{ kN}$.

La resistenza caratteristica a compressione del legno GL24h si ricava dalla Tab. 3.4 della norma UNI EN 1194: 2000, e risulta pari a: $f_{c,0,k}$ (resistenza a compressione parallela) = $24,0 \text{ N/mm}^2$.

La verifica si conduce calcolando $\sigma_{c,0,d}$ e $f_{c,0,d}$ e verificando che la tensione di calcolo a compressione parallela alla fibratura sia inferiore alla resistenza di calcolo, ovvero:

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

Si calcola la tensione di calcolo a compressione parallela alla fibratura:

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N}{A_{\text{netta}}} = \frac{165 \cdot 10^3}{(160 \cdot 200)} = 5,16 \text{ N/mm}^2$$

Si calcola la resistenza di calcolo a compressione:

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

dove:

- $k_{\text{mod}} = 1$ (Tab. 4.4.IV delle NTC 2018);
- $\gamma_m = 1,45$ (Tab. 4.4.III delle NTC 2018).

Sostituendo i valori si avrà:

$$f_{c,0,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_m} = \frac{1 \cdot 24}{1,45} = 16,55 \text{ N/mm}^2$$

Sostituendo i valori nella formula di verifica si ottiene:

$$\sigma_{t,0,d} = 5,31 \leq f_{c,0,d} = 16,55 \Rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

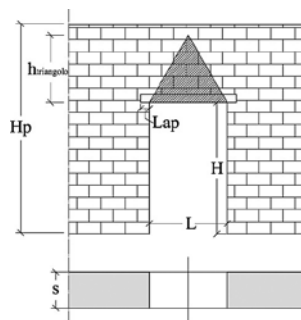
ESEMPI DI CALCOLO - MURATURA

17.1. Verifica di un architrave in acciaio su una parete in muratura

Supponiamo di verificare un architrave realizzato con un profilo HEA 120 (acciaio S235) per un portale avente luce pari a 150 cm.

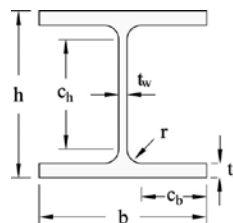
Dati geometrici del portale e della muratura

- $L = 150$ cm (luce apertura)
- $H = 210$ cm (altezza apertura)
- $H_p = 350$ cm (altezza parete)
- $s = 40$ cm (spessore muratura)
- $L_{ap} = 20$ cm (lunghezza di appoggio)
- $P_{sm} = 1600$ kg/m³ (peso specifico muratura)
- $R_m = 23$ kg/cm² (resistenza muratura)



Dati del profilato HEA 120 e dell'acciaio S235

- $b = 120$ mm (base profilato)
- $h = 114$ mm (altezza profilato)
- $t_w = 5$ mm (spessore anima)
- $t_f = 8$ mm (altezza ala)
- $r = 12$ mm (raggio di raccordo)
- $P = 19,9$ kg/m² (peso profilato)
- $A = 25,34$ cm² (area trasversale)
- $I_y = 606,2$ cm⁴ (momento d'inerzia y)
- $I_z = 230,9$ cm⁴ (momento d'inerzia z)
- $W_y = 106,3$ cm³ (momento resistente y)
- $W_z = 38,48$ cm³ (momento resistente z)
- $i_y = 4,89$ cm (raggio giratore di inerzia y)
- $i_z = 3,02$ cm (raggio giratore di inerzia z)
- $f_{yk} = 235$ N/mm² (tensione di snervamento)
- $f_{uk} = 360$ N/mm² (tensione di rottura)



Lo schema statico da considerare per l'architrave è quello di una trave semplicemente appoggiata. Il profilato oltre al peso proprio (G_1) deve sostenere il peso della muratura soprastante (G_2).

Analisi dei carichi

Il carico dovuto al peso proprio dell'architrave (profilo HEA 120) è pari a Q_1 :

$$Q_1 = P \cdot L_a$$

$$Q_1 = 19,9 \cdot \frac{150}{100} = 29,85 \text{ kg}$$

Sull'architrave si genera un effetto di volta che si scarica ai lati, quindi i carichi che gravano sull'architrave sono quelli che rientrano in un triangolo equilatero avente lato pari alla luce dell'apertura e altezza pari a:

$$h_{\text{triangolo}} = \frac{L \cdot \sqrt{3}}{2} = \frac{150 \cdot \sqrt{3}}{2} = 129,90 \text{ cm}$$

Quindi il carico dovuto alla muratura (Q_2) è pari a:

$$Q_2 = P_m \cdot s \cdot \frac{L \cdot h_{\text{triangolo}}}{2} = 1600 \cdot \frac{40}{100} \cdot \frac{150 \cdot 129,90}{2} = 623,52 \text{ kg}$$

Poiché il solaio non rientra all'interno del triangolo equilatero, il peso del solaio non grava sull'architrave e quindi questo non va considerato. Pertanto la risultante dei carichi sull'architrave (Q_{tot}) è:

$$Q_{\text{tot}} = Q_1 + Q_2 \Rightarrow Q_{\text{tot}} = 623,52 + 29,85 = 653,37 \text{ kg}$$

Il carico al metro lineare risulta pari a:

$$q_{\text{tot}} = \frac{Q_{\text{tot}}}{L} \Rightarrow q_{\text{tot}} = \frac{653,37}{\frac{150}{100}} = 435,58 \text{ kg/m}$$

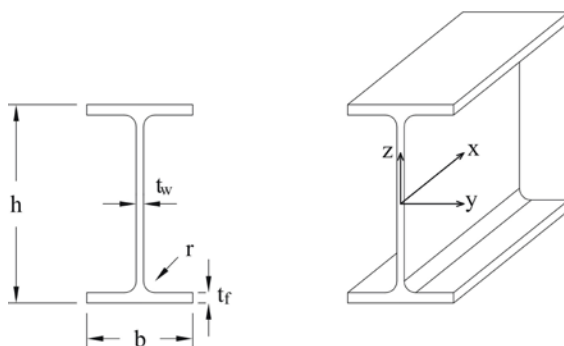
Per le verifiche agli SLU si calcola la combinazione di carico fondamentale dove il coefficiente di sicurezza γ_g [Tab. 2.6.I delle NTC 2018] assume valore pari a 1,5.

$$q = \gamma_g \cdot q_{\text{tot}} \Rightarrow q = 1,5 \cdot 435,58 = 653,37 \text{ kg/m}$$

Calcoliamo la sollecitazione di flessione e di taglio.

SAGOMARIO DEI PROFILATI IN ACCIAIO

18.1. IPE



Sigla IPE	b mm	h mm	t _w mm	t _f mm	r mm	Peso kg/m	Area cm ²	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	Wy cm ³	W _z cm ³	i _y cm	i _z cm
80	46	80	3,8	5,2	5	6,0	7,64	80,14	8,49	20,03	3,69	3,24	1,05
100	55	100	4,1	5,7	7	8,1	10,32	171,0	15,92	34,20	5,79	4,07	1,24
120	64	120	4,4	6,3	7	10,4	13,21	317,8	27,67	52,96	8,65	4,90	1,45
140	73	140	4,7	6,9	7	12,9	16,43	541,2	44,92	77,32	12,31	5,74	1,65
160	82	160	5,0	7,4	9	15,8	20,09	869,3	68,31	108,7	16,66	6,58	1,84
180	91	180	5,3	6,3	9	18,8	23,95	1.317	100,9	146,3	22,16	7,42	2,05
200	100	200	5,6	8,5	12	22,4	28,48	1.943	142,4	194,3	28,47	8,26	2,24
220	110	220	5,9	9,2	12	26,2	33,37	2.772	204,9	252,0	37,25	9,11	2,48
240	120	240	6,2	9,8	15	30,7	39,12	3.892	283,6	324,6	47,27	9,97	2,69
270	135	270	6,6	10,2	15	36,1	45,95	5.790	419,9	428,9	62,20	11,23	3,02
300	150	300	7,1	10,7	15	42,2	53,81	8.356	603,8	557,1	80,50	12,46	3,35
330	160	330	7,5	11,5	18	49,1	62,61	11.770	788,1	713,1	98,52	13,71	3,55
360	170	360	8,0	12,7	18	57,1	72,73	16.270	1.043	903,6	122,8	14,95	3,79
400	180	400	8,6	13,5	21	66,3	84,46	23.130	1.318	1.156	146,4	16,55	3,95
450	190	450	9,4	14,6	21	77,6	98,82	33.740	1.676	1.500	176,4	18,48	4,12
500	200	500	10,2	16,0	21	90,7	115,5	48.200	2.142	1.928	214,2	20,43	4,31
550	210	550	11,1	17,2	24	106	134,4	67.120	2.668	2.441	254,1	22,35	4,45
600	220	600	12,0	19,0	24	122	156,0	92.080	3.387	3.069	307,9	24,30	4,66

TABELLE DELLE CLASSI DI RESISTENZA PER IL LEGNO MASSICCIO E LAMELLARE

19.1. Classi di resistenza per legno massiccio di conifera e pioppo

[Rif. Tabella 3.2 della norma UNI EN 338:2009]

Classe di resistenza		C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
Proprietà di resistenza in N/mm²													
Flessione	$f_{m,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50
Trazione parallela	$f_{t,0,k}$	8	10	11	12	13	14	16	18	21	24	27	30
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	21	22	23	25	26	27	29
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,1	3,2
Taglio	$f_{v,k}$	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0
Proprietà di rigidezza in kN/mm²													
Modulo di elasticità medio parallelo	$E_{0,mean}$	7	8	9	9,5	10	11	11,5	12	13	14	15	16
Modulo di elasticità caratteristico	$E_{0,05}$	4,7	5,4	6,0	6,4	6,7	7,4	7,7	8,0	8,7	9,4	10,0	10,7
Modulo di elasticità ortogonale medio	$E_{90,mean}$	0,23	0,27	0,30	0,32	0,33	0,37	0,38	0,40	0,43	0,47	0,50	0,53
Modulo di taglio medio	G_{mean}	0,44	0,50	0,56	0,59	0,63	0,69	0,72	0,75	0,81	0,88	0,94	1,00
Massa volumica in kg/m³													
Massa volumica	ρ_k	290	310	320	330	340	350	370	380	400	420	440	460
Massa volumica media	ρ_{mean}	350	370	380	390	410	420	450	460	480	500	520	550

INSTALLAZIONE E ATTIVAZIONE DEL SOFTWARE "CALC21"

20.1. Note sul software Calc21

Calc21 è un software per il calcolo e la verifica degli elementi strutturali in muratura, acciaio e cemento armato. Poiché le NTC 2018 richiedono al progettista la validazione dei codici di calcolo, il software risulta un sostegno per il professionista che deve eseguire il controllo dei risultati delle elaborazioni ottenute dai programmi di calcolo.

L'interfaccia grafica riporta i gruppi di applicativi di calcolo di seguito elencati:

MURATURA

1. Calcolo di una muratura soggetta a carico concentrato
2. Verifica di architrave in acciaio su parete in muratura portante

ACCIAIO

3. Verifica di stabilità delle aste compresse
4. Calcolo del giunto colonna-colonna
5. Calcolo del giunto di base
6. Verifica delle saldature di profili rettangolari

CEMENTO ARMATO

7. Calcolo dell'armatura di una sezione rettangolare compressa in c.a.
8. Verifica a trazione di una sezione rettangolare in c.a.
9. Verifica di fessurazione di sezioni in c.a.
10. Verifica a flessione semplice di una sezione in c.a.
11. Calcolo della tensione tangenziale di aderenza cls-acciaio
12. Verifica a punzonamento
13. Verifica dei limiti di armatura per pilastri e travi in c.a.
14. Verifica dei limiti geometrici

UTILITÀ

15. Calcolo dell'ampiezza del giunto sismico
16. Calcolo del carico della neve
17. Calcolo del carico del vento

L'icona **Informazioni** apre una finestra con i dati del software, le note sulle responsabilità dell'utente e i dati dell'autore.


20.2. Requisiti hardware e software

- Processore da 2.00 GHz;
- MS Windows Vista/7/8/10 (sono necessari i privilegi di amministratore);
- MS .Net Framework 4+;
- 250MB liberi sull'HDD;
- 2 GB di RAM;
- MS Word 2003-2007;
- Risoluzione monitor consigliata 1600×900;
- Accesso ad internet e browser web (supportati Firefox 4, Opera 10, Safari 5, Chrome 12, Internet Explorer 7).

20.3. Attivazione del software incluso

- 1) Collegarsi al seguente indirizzo internet:

https://www.grafill.it/pass/0305_2.php

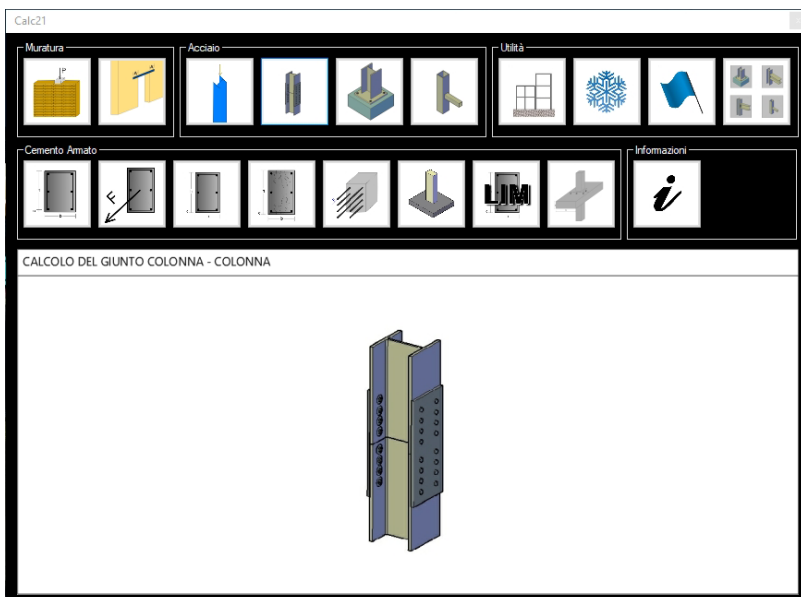
- 2) Inserire i codici [A] e [B] (in ultima pagina del volume) e cliccare su [Continua].
- 3) Accedere al **Profilo utente Grafill** oppure crearne uno su **www.grafill.it**.
- 4) Cliccare sul pulsante [G-CLOUD].
- 5) Cliccare su [Vai alla WebApp] in corrispondenza del prodotto acquistato.
- 6) Fare il *login* con le stesse credenziali d'accesso al **Profilo utente Grafill**.
- 7) Accedere alla WebApp abbinata alla presente pubblicazione cliccando sulla relativa immagine di copertina presente nello scaffale **Le mie App**.
- 8) Per installare ed attivare il software **Calc21**:
 - Cliccare sul pulsante [Software] della WebApp: si aprirà una scheda che riporta descrizione e caratteristiche del software, i **codici di attivazione** ed il pulsante [Scarica Software].
 - Cliccare sul pulsante [Scarica Software] per avviare il download.
 - Installare il software facendo doppio-click sul file **88-277-0306-9.exe**.
 - Avviare il software:
 - Per utenti MS Windows Vista/7/8: [Start] › [Tutti i programmi] › [Grafill] › [Calc21] (cartella) › [Calc21] (icona di avvio)
 - Per utenti MS Windows 10: [Start] › [Grafill] › [Calc21] (icona di avvio)
 - Inserire i dati nella finestra *Attivazione Software* di seguito rappresentata e cliccare su .



- Verrà visualizzata la seguente finestra di *Avvio*:



- Cliccare **[Avvia]** per visualizzare la finestra principale di **Calc21**.



MANUALE D'USO DEL SOFTWARE "CALC21"

Eseguita la procedura di installazione e di attivazione (vedi capitolo precedente), avviare il software la cui schermata principale è di seguito rappresentata.

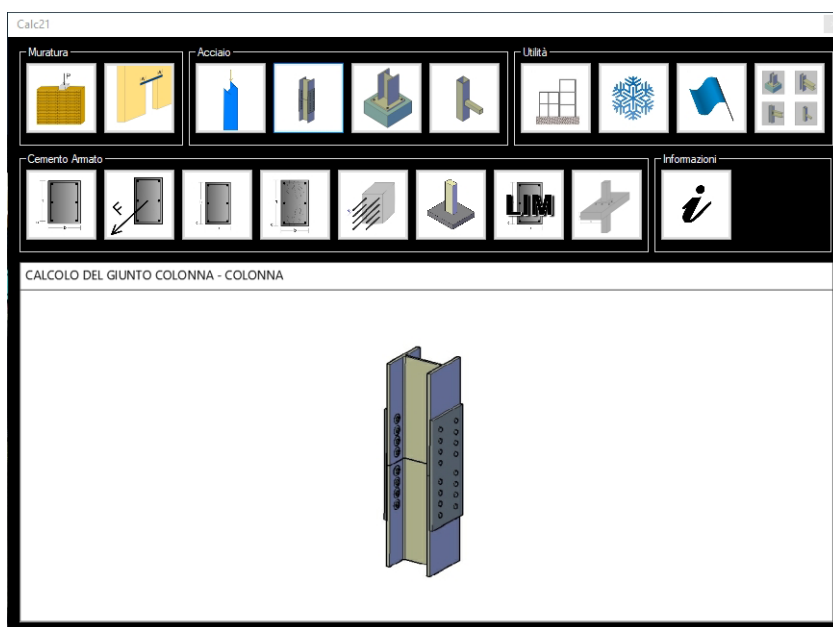


Figura 21.1. Schermata principale

21.1. Muratura

21.1.1. Calcolo di una muratura soggetta a carico concentrato



Avviare l'applicativo dall'icona della schermata principale e inserire (Fig. 21.2):

- Resistenza media a compressione della muratura (f_m);
- Valore del carico concentrato applicato alla muratura (N_{edc});
- Valore della larghezza dell'appoggio del carico concentrato applicato alla muratura (a);

- Valore della profondità dell'appoggio del carico concentrato applicato alla muratura (b);
- Valore del fattore di confidenza (F.C.);
- Valore dell'altezza del muro (dalla base del muro all'appoggio (h));
- Valore della distanza che va dall'impronta del carico al bordo del muro (d);
- Valore della larghezza del muro (s);
- Valore del coefficiente di sicurezza parziale (γ_m).

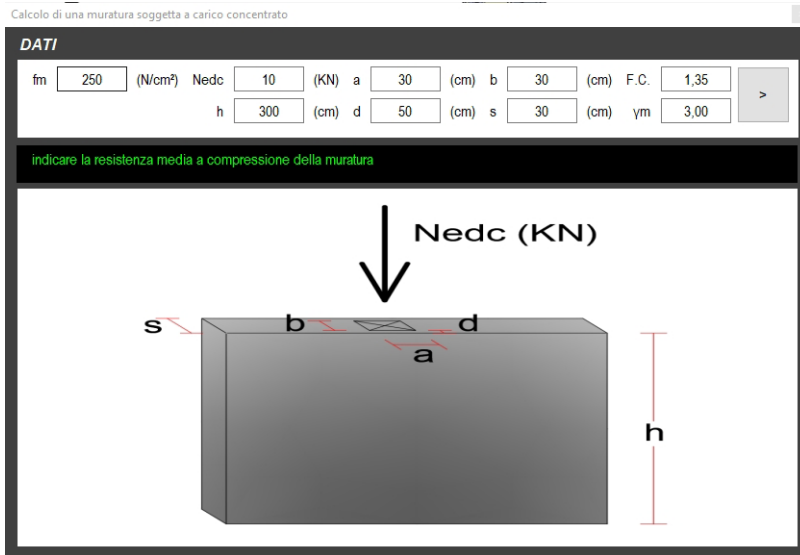


Figura 21.2. Schermata principale

Andando avanti con il pulsante a destra (>), dopo aver effettuato le verifiche il software aprirà la relazione di calcolo (Fig. 21.3).

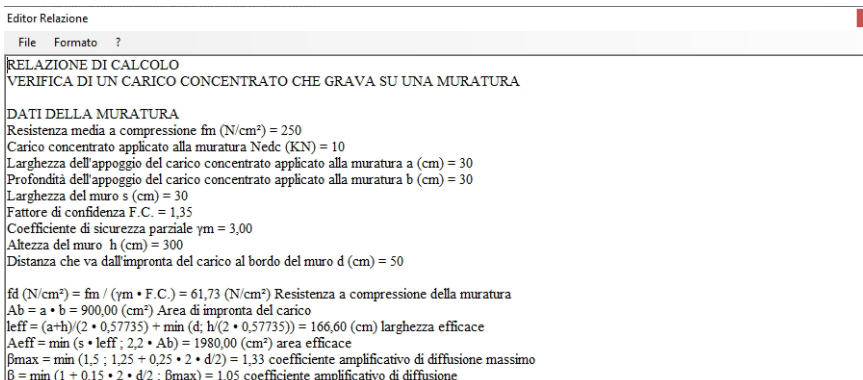


Figura 21.3. Schermata Editor Relazione (dettaglio)

