

Vincenzo Calvo – Elisabetta Scalora

Calcoli rapidi per il progettista

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

VOLUME SECONDO

- Azioni e carichi sulle costruzioni
- Progettazione geotecnica
- Verifiche agli SLU e SLE
per le costruzioni in c.a., acciaio e legno
- Esempi di dimensionamento e verifica
di elementi strutturali in cemento armato,
acciaio e muratura

SECONDA EDIZIONE

AGGIORNATA ALLE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI 2018
DI CUI AL D.M. 17 GENNAIO 2018

SOFTWARE INCLUSO

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

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

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

 **PRONTO
GRAFILL** 
Clicca e richiedi di essere contattato
per **informazioni e promozioni**



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

Ed. II (10-2018)

ISBN 13 978-88-277-0016-7
EAN 9 788827 700167

Collana **Software** (114)

Calvo, Vincenzo <1978->
Calcoli rapidi per il progettista. Vol. 2. / Vincenzo Calvo, Elisabetta Scalora.
– 2. ed. Palermo : Grafill, 2018.
(Software ; 114)
ISBN 978-88-277-0016-7
1. Strutture – Progettazione – Impiego [degli] elaboratori.
I. Scalora, Elisabetta <1981->.
624.170285 CDD-23 SBN Pal310637
CIP – Biblioteca centrale della Regione siciliana "Alberto Bombace"

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

Per maggiori informazioni inquadra con uno Smartphone o un Tablet il Codice QR sottostante.



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

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

Finito di stampare nel mese di ottobre 2018
presso **Tipografia Luxograph S.r.l.** Piazza Bartolomeo Da Messina, 2 – 90142 Palermo

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

SOMMARIO

INTRODUZIONE	p.	11
1. STATI LIMITE	"	13
1.1. Introduzione	"	13
1.2. Stati Limite Ultimi (SLU).....	"	14
1.3. Stati Limite di Esercizio (SLE).....	"	15
1.4. Stati Limite Ultimi (SLU).....	"	15
1.5. Durabilità	"	15
1.6. Robustezza	"	16
1.7. Verifiche.....	"	16
2. AZIONI E CARICHI SULLE COSTRUZIONI	"	18
2.1. La classificazione delle azioni	"	18
2.2. La caratterizzazione delle azioni elementari.....	"	19
2.3. Le combinazioni delle azioni	"	20
2.4. Le azioni permanenti	"	22
2.5. Pesi propri dei materiali strutturali	"	23
2.6. I carichi permanenti non strutturali.....	"	24
2.7. Sovraccarichi (carichi variabili).....	"	24
2.7.1. Sovraccarichi verticali uniformemente distribuiti.....	"	26
2.7.2. Sovraccarichi verticali concentrati.....	"	27
2.7.3. Sovraccarichi orizzontali lineari	"	27
2.7.4. Elementi divisorii interni.....	"	27
3. AZIONI DELLA NEVE	"	28
3.1. Coefficiente di forma per le coperture	"	28
3.1.1. Copertura ad una falda	"	29
3.1.2. Copertura a due falde	"	29
3.2. Coefficiente di esposizione	"	29
3.3. Coefficiente termico.....	"	30
3.4. Valore caratteristico del carico della neve al suolo	"	30
4. AZIONE DEL VENTO	"	32
4.1. Velocità base di riferimento	"	32
4.2. Velocità di riferimento	"	34

4.3.	Pressione del vento	p.	35
4.4.	Azione tangente del vento.....	"	35
4.5.	Pressione cinetica di riferimento.....	"	35
4.6.	Coefficiente di esposizione.....	"	35
4.7.	Coefficiente aerodinamico.....	"	37
4.8.	Coefficiente dinamico.....	"	38
4.9.	Avvertenze progettuali.....	"	38
5.	AZIONE SISMICA.....	"	39
5.1.	Stati limite e relative probabilità di superamento.....	"	39
5.2.	Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche.....	"	40
5.2.1.	Categorie di sottosuolo.....	"	40
5.2.2.	Condizioni topografiche.....	"	42
5.3.	Valutazione dell'azione sismica.....	"	42
5.3.1.	Descrizione del moto sismico in superficie e sul piano di fondazione	"	42
5.3.2.	Spettro di risposta elastico in accelerazione	"	43
5.3.2.1.	Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali.....	"	45
5.3.2.2.	Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale.....	"	47
5.3.2.3.	Spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali.....	"	48
5.3.3.	Spostamento orizzontale e velocità orizzontale del terreno	"	48
5.3.4.	Spettri di progetto per gli stati limite di esercizio.....	"	48
5.3.5.	Spettri di progetto per gli stati limite di danno (SLD), di salvaguardia della vita (SLV) e di prevenzione del collasso (SLC).....	"	49
5.3.6.	Impiego di storie temporali del moto del terreno	"	49
5.4.	Effetti della variabilità spaziale del moto	"	50
5.4.1.	Variabilità spaziale del moto.....	"	50
5.4.2.	Spostamento assoluto e relativo del terreno.....	"	51
6.	AZIONI DELLA TEMPERATURA.....	"	52
6.1.	Temperatura dell'aria esterna.....	"	52
6.2.	Temperatura dell'aria interna.....	"	53
6.3.	Distribuzione della temperatura negli elementi strutturali	"	54
6.4.	Azioni termiche sugli edifici.....	"	55
6.5.	Particolari precauzioni nel progetto di strutture soggette ad azioni termiche speciali	"	55
6.6.	Effetti delle azioni termiche.....	"	55

7. AZIONI ECCEZIONALI	p.	56
7.1. Incendio	"	56
7.1.1. Richieste di prestazione	"	58
7.1.2. Classi di resistenza al fuoco	"	58
7.1.3. Criteri di progettazione	"	58
7.1.4. Procedura di analisi della resistenza al fuoco	"	59
7.2. Esplosioni	"	60
7.2.1. Classificazione delle azioni dovute alle esplosioni	"	60
7.2.2. Modellazione delle azioni dovute alle esplosioni	"	61
7.2.3. Criteri di progettazione	"	61
7.3. Urti	"	62
7.3.1. Classificazione delle azioni dovute agli urti	"	62
7.3.2. Urti da traffico veicolare	"	62
 8. PROGETTAZIONE GEOTECNICA	"	65
8.1. Articolazione del progetto	"	65
8.2. Caratterizzazione e modellazione geologica del sito	"	65
8.3. Indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica	"	66
8.4. Verifiche della sicurezza e delle prestazioni	"	67
8.4.1. Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)	"	67
8.4.1.1. Azioni	"	68
8.4.1.2. Resistenze	"	69
8.4.2. Verifiche strutturali con l'analisi di interazione terreno-struttura	"	69
8.4.3. Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi idraulici	"	70
8.4.4. Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)	"	71
8.4.5. Impiego del metodo osservazionale	"	71
8.4.6. Monitoraggio del complesso opera-terreno	"	71
8.5. Stabilità dei pendii naturali	"	72
8.5.1. Modellazione geologica del pendio	"	72
8.5.2. Modellazione geotecnica del pendio	"	72
8.5.3. Verifiche di sicurezza	"	73
8.5.4. Interventi di stabilizzazione	"	73
8.5.5. Controlli e monitoraggio	"	74
8.6. Opere di fondazione	"	74
8.6.1. Fondazioni superficiali	"	74
8.6.1.1. Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)	"	74
8.6.1.2. Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)	"	75
8.6.2. Fondazioni su pali	"	76
8.6.2.1. Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)	"	76
8.6.2.2. Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)	"	81
8.6.2.3. Verifiche agli stati limite ultimi (SLU) delle fondazioni miste	"	81

	8.6.2.4.	Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) delle fondazioni miste	p.	82
	8.6.2.5.	Aspetti costruttivi	"	82
	8.6.2.6.	Controlli d'integrità dei pali	"	83
	8.6.2.7.	Prove di carico	"	83
8.7.		Opere di sostegno	"	84
	8.7.1.	Azioni	"	85
	8.7.2.	Verifiche agli stati limite	"	86
	8.7.3.	Verifiche di esercizio (SLE)	"	89
8.8.		Tiranti di ancoraggio	"	90
	8.8.1.	Criteri di progetto	"	90
	8.8.2.	Verifiche di sicurezza (SLU)	"	90
9.		VERIFICHE AGLI STATI LIMITE		
		PER LE COSTRUZIONI IN CEMENTO ARMATO	"	104
9.1.		Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)	"	104
	9.1.1.	Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo	"	104
	9.1.2.	Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo	"	104
	9.1.3.	Resistenza di calcolo dell'acciaio	"	105
	9.1.4.	Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo	"	105
	9.1.5.	Resistenza a sforzo normale e flessione (elementi monodimensionali)	"	106
	9.1.6.	Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio	"	107
	9.1.7.	Elementi con armature trasversali resistenti al taglio	"	108
	9.1.8.	Verifica al punzonamento	"	110
	9.1.9.	Resistenza nei confronti di sollecitazioni torcenti	"	120
	9.1.10.	Resistenza di elementi tozzi, nelle zone diffusive e nei nodi	"	122
	9.1.11.	Resistenza a fatica	"	123
	9.1.12.	Indicazioni specifiche relative a pilastri e pareti – Pilastri cerchiati	"	123
	9.1.13.	Indicazioni specifiche relative a pilastri e pareti – Verifiche di stabilità per elementi snelli	"	123
	9.1.14.	Indicazioni specifiche relative a pilastri e pareti – Metodi di verifica	"	124
	9.1.15.	Indicazioni specifiche relative a pilastri e pareti – Verifica dell'ancoraggio delle barre di acciaio con il calcestruzzo	"	125
	9.1.16.	Verifica per situazioni transitorie	"	125
	9.1.17.	Verifica per situazioni eccezionali	"	126
	9.1.18.	Progettazione integrata da prove e verifica mediante prove	"	126
	9.1.19.	Verifica dell'aderenza delle barre di acciaio con il calcestruzzo	"	126

9.2.	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)	p.	126
9.2.1.	Verifiche di deformabilità.....	"	126
9.2.2.	Verifica delle vibrazioni	"	128
9.2.3.	Verifica di fessurazione	"	128
9.2.4.	Verifica delle tensioni di esercizio	"	134
9.2.5.	Verifica per situazioni transitorie	"	134
9.2.6.	Verifica per situazioni eccezionali.....	"	135
9.2.7.	Dettagli costruttivi per travi e pilastri	"	135
9.3.	Dettagli costruttivi	"	137
9.3.1.	Limitazioni geometriche	"	137
9.3.2.	Limitazioni di armatura.....	"	138
10.	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE		
	PER LE COSTRUZIONI IN ACCIAIO	"	144
10.1.	Analisi strutturale – Classificazione delle sezioni	"	144
10.2.	Analisi strutturale – Capacità resistente delle sezioni	"	145
10.3.	Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)	"	146
10.3.1.	Resistenza di progetto a trazione	"	146
10.3.2.	Resistenza di progetto a compressione	"	147
10.3.3.	Resistenza di progetto a flessione retta	"	147
10.3.4.	Resistenza di progetto a taglio	"	148
10.3.5.	Resistenza di progetto a torsione	"	150
10.3.6.	Resistenza di progetto a flessione e taglio	"	150
10.3.7.	Resistenza di progetto a presso o tenso flessione retta.....	"	151
10.3.8.	Resistenza di progetto a presso o tenso flessione biassiale.....	"	151
10.3.9.	Resistenza di progetto a flessione, taglio e sforzo assiale.....	"	152
10.4.	Stabilità delle membrature – aste compresse.....	"	152
10.5.	Stabilità delle travi inflesse	"	155
10.6.	Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE).....	"	156
10.6.1.	Spostamenti verticali.....	"	157
10.6.2.	Spostamenti laterali.....	"	158
10.6.3.	Stato limite di vibrazioni.....	"	159
10.7.	Verifiche per situazioni progettuali transitorie.....	"	159
10.8.	Verifiche per situazioni progettuali eccezionali.....	"	159
10.9.	Progettazione integrata da prove e verifica mediante prove.....	"	160
10.10.	Unioni	"	160
10.10.1.	Unioni con bulloni e chiodi.....	"	160
10.10.2.	Collegamenti con perni	"	166
11.	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE		
	PER LE COSTRUZIONI IN LEGNO	"	173
11.1.	Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)	"	175
11.1.1.	Verifiche di resistenza	"	175
11.1.2.	Trazione parallela alla fibratura	"	178

11.1.3.	Trazione perpendicolare alla fibratura	p.	179
11.1.4.	Compressione parallela alla fibratura.....	"	179
11.1.5.	Compressione perpendicolare alla fibratura.....	"	179
11.1.6.	Compressione inclinata rispetto alla fibratura.....	"	180
11.1.7.	Flessione.....	"	180
11.1.8.	Tensoflessione	"	181
11.1.9.	Pressoflessione	"	182
11.1.10.	Taglio	"	182
11.1.11.	Torsione.....	"	184
11.1.12.	Taglio e torsione.....	"	184
11.2.	Verifiche di stabilità.....	"	184
11.2.1.	Elementi inflessi (instabilità di trave).....	"	184
11.2.2.	Elementi compressi (instabilità di colonna).....	"	185
11.3.	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE).....	"	186
12.	ESEMPI DI CALCOLO	"	189
13.	INSTALLAZIONE DEL SOFTWARE		
	“SUITE DEL CALCOLISTA 2”.....	"	253
13.1.	Note sul software incluso.....	"	253
13.2.	Requisiti hardware e software.....	"	253
13.3.	Download del software e richiesta della password di attivazione.....	"	253
13.4.	Installazione ed attivazione del software.....	"	254
14.	MANUALE D’USO DEL SOFTWARE		
	“SUITE DEL CALCOLISTA 2”.....	"	255
14.1.	Verifica a punzonamento.....	"	256
14.1.1.	Dati CLS e Acciaio	"	257
14.1.2.	Dati relativi all’armatura della soletta.....	"	258
14.1.3.	Dati relativi alla geometria del sistema pilastro trave.....	"	258
14.1.4.	Dati relativi alle sollecitazioni	"	259
14.2.	Verifica architrave in acciaio.....	"	259
14.3.	Calcolo della tensione tangenziale di aderenza tra acciaio-cls.....	"	262
14.4.	Verifica di un carico concentrato su una muratura.....	"	262
14.5.	Verifica dei limiti di armatura	"	263
14.6.	Verifica di stabilità delle aste compresse	"	264
14.7.	Verifica dei limiti geometrici per travi e pilastri	"	265
15.	SAGOMARI DEI PROFILATI IN ACCIAIO	"	266
15.1.	IPE	"	266
15.2.	INP.....	"	267
15.3.	HEA	"	268
15.4.	HEB	"	269

15.5. HEM.....	p.	270
15.6. Tubi in acciaio a sezione quadrata	"	271
15.7. Tubi in acciaio a sezione rettangolare.....	"	272
16. TABELLE DELLE CLASSI DI RESISTENZA PER IL LEGNO MASSICCIO E LAMELLARE.....	"	275
16.1. Classi di resistenza per legno massiccio di conifera e pioppo (Tabella 3.2 della norma UNI EN 338:2009)	"	275
16.2. Classi di resistenza per legno massiccio di latifoglia (Tabella 3.3 della norma UNI EN 1194:2000).....	"	275
16.3. Classi di resistenza per legno lamellare incollato di conifera (Tabella 3.4 della norma UNI EN 1194:2000).....	"	276
16.4. Classi di resistenza per specie legnose di provenienza italiana (Tabella 18.3 della norma UNI EN 11035).....	"	276
GLOSSARIO.....	"	277
F.A.Q. DOMANDE E RISPOSTE SUI PRINCIPALI ARGOMENTI.....	"	279
TEST INIZIALE (verifica della formazione di base).....	"	281
TEST FINALE (verifica dei concetti analizzati).....	"	283
RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI E NORMATIVI.....	"	286

INTRODUZIONE

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

Il tema della progettazione strutturale nelle costruzioni è stato svolto secondo il D.M. 17 gennaio 2018¹ (*Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»*), pubblicato sulla *Gazzetta Ufficiale* n. 42 del 20 febbraio 2018 (suppl. ord. n. 8) e in vigore dal 22 marzo 2018 (30 giorni dopo la pubblicazione). Le nuove NTC2018 di cui al D.M. 17 gennaio 2018 si compongono di un decreto di tre articoli e di un allegato di 12 capitoli.

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

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

La parte conclusiva del testo è dedicata a **Suite del calcolista 2**, software per il calcolo e la verifica di elementi strutturali in cemento armato, acciaio e muratura. Attraverso diversi applicativi **Suite del calcolista 2** consente al calcolista di validare i codici di calcolo come richiesto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2018).

*Arch. Elisabetta Scalora
Ing. Vincenzo Calvo*

¹ D'ora in avanti NTC2018.

STATI LIMITE

1.1. Introduzione

Per stato limite si intende la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

Per la valutazione della sicurezza delle costruzioni si devono adottare criteri probabilistici scientificamente comprovati.

Nelle NTC2018 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 NTC2018).

Secondo quanto indicato nel § 2.1 delle NTC2018 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 NTC 2018, devono essere sottoposti a procedure e prove sperimentali di accettazione. Le prove e le procedure di accettazione sono definite nelle parti specifiche delle NTC 2018 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 NTC 2018. In mancanza di specifiche indicazioni, si dovrà fare ricorso ad opportune indagini, eventualmente anche sperimentali, o a documenti, normativi e non, di comprovata validità.

1.2. 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 2018) 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;
- d) raggiungimento della massima capacità della struttura nel suo insieme;
- e) raggiungimento di una condizione di cinematismo irreversibile;
- f) raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni;
- g) rottura di membrature e collegamenti per fatica;
- h) rottura di membrature e collegamenti per altri effetti dipendenti dal tempo;
- i) instabilità di parti della struttura o del suo insieme.

Altri stati limite ultimi sono considerati in relazione alle specificità delle singole opere; in presenza di azioni sismiche, gli stati limite ultimi comprendono gli stati limite di salvaguardia della vita (SLV) e gli stati limite di prevenzione del collasso (SLC):

- **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 rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza 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.

Tutti gli stati limite ultimi si basano sulla relazione:

$$S_d \leq R_d$$

AZIONI E CARICHI SULLE COSTRUZIONI

2.1. La classificazione delle azioni

Si definisce *azione* ogni causa o insieme di cause capace di indurre stati limite in una struttura. Ai sensi del § 2.5.1 delle NTC 2018, 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, precompressione, 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) (G1);
 - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G2);
 - 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 dei 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 2018, 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 1.000 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}, \dots le azioni variabili d'accompagnamento, che possono agire contemporaneamente a quella di base.

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

- *Valore quasi permanente* $\psi_{2j} \cdot Q_{kj}$: il valore istantaneo superato oltre il 50% del tempo nel periodo di riferimento. Indicativamente, esso può assumersi uguale alla media della distribuzione temporale dell'intensità.
- *Valore frequente* $\psi_{1j} \cdot Q_{kj}$: il valore superato per un periodo totale di tempo che rappresenti una piccola frazione del periodo di riferimento. Indicativamente, esso può assumersi uguale al frattile 95% della distribuzione temporale dell'intensità.
- *Valore di combinazione* $\psi_{0j} \cdot Q_{kj}$: il valore tale che la probabilità di superamento degli effetti causati dalla concomitanza con altre azioni sia circa la stessa di quella associata al valore caratteristico di una singola azione.

Nel caso in cui la caratterizzazione probabilistica dell'azione considerata non sia disponibile, ad essa può essere attribuito il valore nominale. Nel seguito sono indicati con pedice k i valori caratteristici; senza pedice k i valori nominali.

AZIONI DELLA NEVE

Il carico provocato dalla neve sulle coperture deve essere valutato mediante la seguente espressione (§ 3.4.1 delle NTC2018):

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

dove:

- q_s è il carico neve sulla copertura;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura (Tab. 3.4.II delle NTC2018);
- 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 NTC2018, essendo α , espresso in gradi sessagesimali, l'angolo formato dalla falda con l'orizzontale.

Tabella 3.1. Valori del coefficiente di forma (Tab. 3.4.II delle NTC2018)

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:

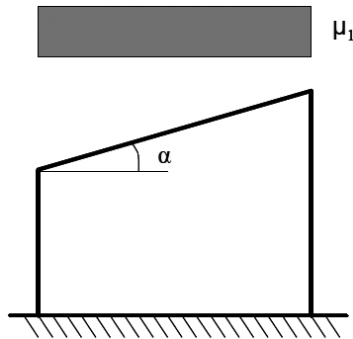


Figura 3.1. Condizione di carico per coperture ad una falda

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:

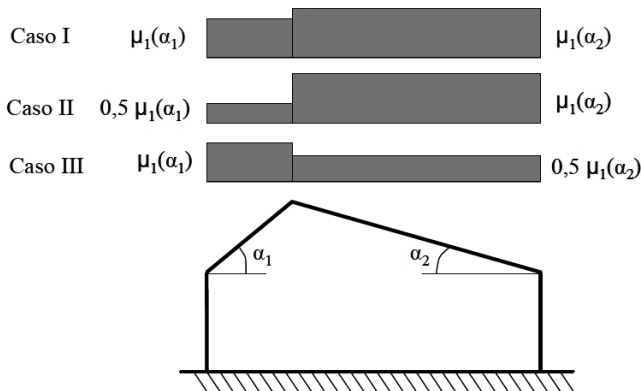


Figura 3.2. Condizioni di carico per coperture a due falde

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 l'opera.

Valori consigliati del coefficiente di esposizione per diverse classi di topografia sono forniti nella seguente tabella 3.2 (Tab. 3.4.I delle NTC 2018).

Se non diversamente indicato, si assumerà $C_E = 1$ (§ 3.4.4 delle NTC 2018).

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, nel § 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 (vedi 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 di seguito riportata);
- 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.I delle NTC2018 in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1 delle NTC2018);
- 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.

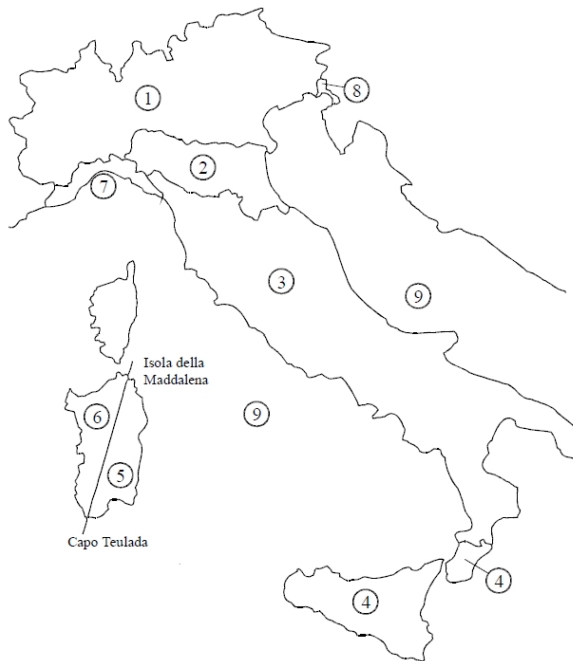


Figura 4.1. Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano (Fig. 3.3.1 delle NTC 2018)

Tabella 4.1. Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_a (Tab. 3.3.I delle NTC 2018)

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [l/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1.000	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, 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 2018), 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 2018, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4 delle NTC 2018. 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 D.M. 14 gennaio 2008, pubblicato nel S.O. alla *Gazzetta Ufficiale* del 4 febbraio 2008, n. 29, 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.

Gli **stati limite di esercizio (SLE)** sono:

- **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 successiva tabella (Tab. 3.2.I delle NTC 2018).

Tabella 5.1. Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato (Tab. 3.2.I delle 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 Tab. 3.2.I delle NTC 2018 devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

Per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R si ricava il periodo di ritorno T_R del sisma utilizzando la relazione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{C_U \cdot V_N}{\ln(1 - P_{VR})}$$

5.2. Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche

5.2.1. Categorie di sottosuolo

Per la definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato nel § 7.11.3 delle NTC 2018.

In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II delle NTC 2018, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della

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_{est} , 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 e 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 seguente. Tale zonazione non tiene conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, dovranno essere definiti singolarmente.

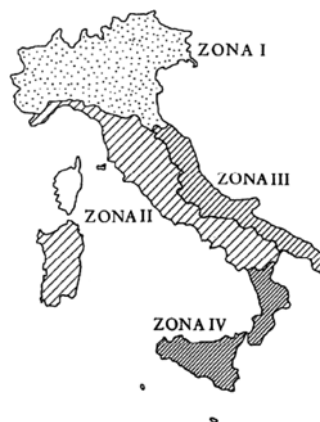


Figura 6.1. Zone della temperatura dell'aria esterna (Fig. 3.5.1 delle NTC 2018)

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:

$$T_{\min} = -15 - \frac{4 \cdot a_s}{1.000}$$

$$T_{\max} = 42 - \frac{6 \cdot a_s}{1.000}$$

Zona II

Liguria, Toscana, Umbria, Lazio, Sardegna, Campania, Basilicata:

$$T_{\min} = -8 - \frac{4 \cdot a_s}{1.000}$$

$$T_{\max} = 42 - \frac{6 \cdot a_s}{1.000}$$

Zona III

Marche, Abruzzo, Molise, Puglia:

$$T_{\min} = -8 - \frac{7 \cdot a_s}{1.000}$$

$$T_{\max} = 42 - \frac{0,3 \cdot a_s}{1.000}$$

Zona IV

Calabria, Sicilia:

$$T_{\min} = -2 - \frac{9 \cdot a_s}{1.000}$$

$$T_{\max} = 42 - \frac{2 \cdot a_s}{1.000}$$

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_{int} , può essere assunta pari a 20 °C.

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 re-gola 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 d'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 d'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 con la relazione:

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

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.);
- q_f è il valore nominale del carico d'incendio [MJ/m²].

Qualora nel compartimento siano presenti elevate dissimmetrie nella distribuzione dei materiali combustibili il valore nominale q_f del carico d'incendio è calcolato anche con riferimento all'effettiva distribuzione dello stesso. Per distribuzioni molto concentrate del materiale combustibile si può fare riferimento all'incendio localizzato, valutando, in ogni caso, se si hanno le condizioni per lo sviluppo di un incendio generalizzato. Le indicazioni per il calcolo del carico di incendio specifico di progetto sono fornite nel D.M. 9 marzo 2007 e ss.mm.ii..

Per *incendio localizzato* deve intendersi un focolaio d'incendio che interessa una zona limitata del compartimento antincendio, con sviluppo di calore concentrato in prossimità degli elementi strutturali posti superiormente al focolaio o immediatamente adiacenti.

Nel caso di presenza di elementi strutturali lignei è possibile considerare solo una quota parte del loro contributo alla determinazione del carico d'incendio, da definire con riferimento a riconosciute normative o documenti di comprovata validità.

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 d'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 presen-

ti, 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 espresse 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 dall'interpretazione dei risultati di specifiche prove di laboratorio su campioni rappresentativi di terreno e di prove e misure in sito.

Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità. Deve inoltre essere specificato se la resistenza caratteristica si riferisce alle discontinuità o all'ammasso roccioso.

Per la verifica delle condizioni di sicurezza e delle prestazioni, la scelta dei valori caratteristici delle quote piezometriche e delle pressioni interstiziali deve tenere conto della loro variabilità spaziale e temporale.

Le prove di laboratorio, sulle terre e sulle rocce, devono essere eseguite e certificate dai laboratori di prova di cui all'art. 59 del D.P.R. n. 380/2001. I laboratori su indicati fanno parte dell'elenco depositato presso il Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE PER LE COSTRUZIONI IN CEMENTO ARMATO

9.1. Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

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

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

dove:

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

9.1.1. Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo

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

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

dove:

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

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori minori di 50 mm, la resistenza di progetto a compressione va ridotta a $0,80 f_{cd}$.

Il coefficiente γ_c può essere ridotto da 1,5 a 1,4 per produzioni continuative di elementi o strutture, soggette a controllo continuativo del calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valor medio) della resistenza non superiore al 10%.

9.1.2. Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo

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

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

dove:

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

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori minori di 50 mm, la resistenza di progetto a trazione va ridotta a $0,80 \cdot f_{ctd}$.

Il coefficiente γ_c può essere ridotto, da 1,5 a 1,4 per produzioni continuative di elementi o strutture, soggette a controllo continuativo del calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valor medio) della resistenza non superiore al 10%.

9.1.3. Resistenza di calcolo dell'acciaio

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

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

dove:

- γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio, $\gamma_s = 1,15$;
- f_{yk} per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio, per armature da precompressione è la tensione convenzionale caratteristica di snervamento data, a seconda del tipo di prodotto, da f_{pyk} (barre), $f_{p(0,1)k}$ (fili), $f_{p(1)k}$ (trefoli e trecce); si veda in proposito la Tab. 11.3.VIII delle NTC 2018.

Tabella 9.1. Tab. 11.3.VIII delle NTC 2018

Tipo di acciaio	Barre	Fili	Trefoli e trecce	Trefoli compattati
Tensione caratteristica al carico massimo f_{ptk} N/mm ²	≥ 1.000	≥ 1.570	≥ 1.860	≥ 1.820
Tensione caratteristica allo 0,1 % di deformazione residua – scostamento dalla proporzionalità $f_{p(0,1)k}$ N/mm ²	na	≥ 1.420	na	na
Tensione caratteristica all'1 % di deformazione totale ... $f_{p(1)k}$ N/mm ²	na	na	≥ 1.670	≥ 1.620
Tensione caratteristiche di snervamento f_{pyk} N/mm ²	≥ 800	na	na	na
Allungamento totale percentuale a carico massimo A_{gt}	≥ 3,5	≥ 3,5	≥ 3,5	≥ 3,5
na = non applicabile				

9.1.4. Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo

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

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

dove:

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

$$f_{bk} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk}$$

in cui:

- $\eta_1 = 1,0$ in condizioni di buona aderenza;

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE PER LE COSTRUZIONI IN ACCIAIO

Gli *Stati Limite Ultimi* da verificare (§ 4.2.2.1 delle NTC 2018), ove necessario, sono:

- *Stato limite di equilibrio*, al fine di controllare l'equilibrio globale della struttura e delle sue parti durante tutta la vita nominale comprese le fasi di costruzione e di riparazione;
- *Stato limite di collasso*, corrispondente al raggiungimento della tensione di snervamento oppure delle deformazioni ultime del materiale e quindi della crisi o eccessiva deformazione di una sezione, di una membratura o di un collegamento (escludendo fenomeni di fatica), o alla formazione di un meccanismo di collasso, o all'instaurarsi di fenomeni di instabilità dell'equilibrio negli elementi componenti o nella struttura nel suo insieme, considerando anche fenomeni locali d'instabilità dei quali si possa tener conto eventualmente con riduzione delle aree delle sezioni resistenti;
- *Stato limite di fatica*, controllando le variazioni tensionali indotte dai carichi ripetuti in relazione alle caratteristiche dei dettagli strutturali interessati.

Per strutture o situazioni particolari, può essere necessario considerare altri stati limite ultimi. Gli *Stati limite di esercizio* da verificare, ove necessario, sono:

- *Stati limite di deformazione e/o spostamento*, al fine di evitare deformazioni e spostamenti che possano compromettere l'uso efficiente della costruzione e dei suoi contenuti, nonché il suo aspetto estetico;
- *Stato limite di vibrazione*, al fine di assicurare che le sensazioni percepite dagli utenti garantiscano accettabili livelli di comfort ed il cui superamento potrebbe essere indice di scarsa robustezza e/o indicatore di possibili danni negli elementi secondari;
- *Stato limite di plasticizzazioni locali*, al fine di scongiurare deformazioni plastiche che generino deformazioni irreversibili ed inaccettabili;
- *Stato limite di scorrimento* dei collegamenti ad attrito con bulloni ad alta resistenza, nel caso che il collegamento sia stato dimensionato a collasso per taglio dei bulloni.

10.1. Analisi strutturale – Classificazione delle sezioni

Il metodo di analisi deve essere coerente con le ipotesi di progetto. L'analisi deve essere basata su modelli strutturali di calcolo appropriati, a seconda dello stato limite considerato.

Le ipotesi scelte ed il modello di calcolo adottato devono essere in grado di riprodurre il comportamento globale della struttura e quello locale delle sezioni adottate, degli elementi strutturali, dei collegamenti e degli appoggi.

Le sezioni trasversali degli elementi strutturali si classificano in funzione della loro capacità rotazionale C_ϑ definita come:

$$C_\vartheta = \frac{\vartheta_r}{\vartheta_y} - 1$$

dove ϑ_r e ϑ_y sono le rotazioni corrispondenti rispettivamente al raggiungimento della deformazione ultima ed allo snervamento.

La classificazione delle sezioni trasversali degli elementi strutturali si effettua in funzione della loro capacità di deformarsi in campo plastico.

È possibile distinguere le seguenti classi di sezioni:

- *Classe 1* se la sezione è in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta per l'analisi strutturale condotta con il metodo plastico senza subire riduzioni della resistenza. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_\vartheta \geq 3$;
- *Classe 2* se la sezione è in grado di sviluppare il proprio momento resistente plastico, ma con capacità rotazionale limitata. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_\vartheta \geq 1,5$;
- *Classe 3* se nella sezione le tensioni calcolate nelle fibre estreme compresse possono raggiungere la tensione di snervamento, ma l'instabilità locale impedisce lo sviluppo del momento resistente plastico;
- *Classe 4* se, per determinarne la resistenza flettente, tagliante o normale, è necessario tener conto degli effetti dell'instabilità locale in fase elastica nelle parti compresse che compongono la sezione. In tal caso nel calcolo della resistenza la sezione geometrica effettiva può sostituirsi con una sezione efficace.

Le sezioni di classe 1 si definiscono duttili, quelle di classe 2 compatte, quelle di classe 3 semi-compatte e quelle di classe 4 snelle.

10.2. Analisi strutturale – Capacità resistente delle sezioni

La capacità resistente delle sezioni deve essere valutata nei confronti delle sollecitazioni di trazione o compressione, flessione, taglio e torsione, determinando anche gli effetti indotti sulla resistenza dalla presenza combinata di più sollecitazioni.

La capacità resistente della sezione si determina con uno dei seguenti metodi.

Metodo elastico (E)

Si assume un comportamento elastico lineare del materiale, sino al raggiungimento della condizione di snervamento.

Il metodo può applicarsi a tutte le classi di sezioni, con l'avvertenza di riferirsi al metodo delle sezioni efficaci o a metodi equivalenti, nel caso di sezioni di classe 4.

Metodo plastico (P)

Si assume la completa plasticizzazione del materiale. Il metodo può applicarsi solo a sezioni di classe 1 e 2.

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE PER LE COSTRUZIONI IN LEGNO

Il progetto e la verifica di strutture realizzate con legno massiccio, lamellare o con prodotti per uso strutturale derivati dal legno, richiedono la conoscenza dei valori di resistenza, modulo elastico e massa volumica costituenti il profilo resistente, che deve comprendere almeno quanto riportato nella Tab. 11.7.I delle NTC 2018.

Tabella 11.1. *Profilo resistente per materiali e prodotti a base di legno (Tab. 11.7.I delle NTC 2018)*

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

* La massa volumica media può non essere dichiarata.

** Il pedice mean può essere abbreviato con m.

Classi di durata del carico

Il comportamento reologico del legno ha un effetto diretto sulla resistenza e sulla deformazione del legno.

A differenza di quanto accade per altri materiali da costruzione è quindi di fondamentale importanza tener conto della correlazione esistente tra il tempo di permanenza dell'azione sulla struttura e le caratteristiche di resistenza e deformabilità del materiale.

Le azioni di calcolo devono essere assegnate ad una delle classi di durata del carico elencate nella Tab. 4.4.I delle NTC 2018, di seguito riportata:

Tabella 11.2. *Classi di durata del carico (Tabella 4.4.I delle NTC 2018)*

Classe di durata del carico	Durata del carico
Permanente	più di 10 anni
Lunga durata	6 mesi – 10 anni
Media durata	1 settimana – 6 mesi
Breve durata	meno di 1 settimana
Istantaneo	–

Le classi di durata del carico si riferiscono a un carico costante attivo per un certo periodo di tempo nella vita della struttura. Per un'azione variabile la classe appropriata deve essere determinata in funzione dell'interazione fra la variazione temporale tipica del carico nel tempo e le proprietà reo-logiche dei materiali.

Ai fini del calcolo in genere si può assumere quanto segue:

- il peso proprio e i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della struttura, appartengono alla classe di durata permanente;
- i carichi permanenti suscettibili di cambiamenti durante il normale esercizio della struttura e i carichi variabili relativi a magazzini e depositi, appartengono alla classe di lunga durata;
- i carichi variabili degli edifici, ad eccezione di quelli relativi a magazzini e depositi, appartengono alla classe di media durata;
- il sovraccarico da neve riferito al suolo q_{sk} , calcolato in uno specifico sito ad una certa altitudine, è da considerare in relazione alle caratteristiche del sito;
- l'azione del vento e le azioni eccezionali in genere, appartengono alla classe di durata istantanea.

Classi di servizio

Per tener conto della sensibilità del legno alle variazioni di umidità e dell'influenza di questa sulle caratteristiche di resistenza e di deformabilità, si definiscono tre classi di servizio, definite nella Tab. 4.4.II delle NTC 2018.

Il sistema delle classi di servizio ha lo scopo di definire la dipendenza delle resistenze di progetto e dei moduli elastici del legno e materiali da esso derivati dalle condizioni ambientali.

Tabella 11.3. *Classi di servizio (Tab. 4.4.II delle NTC 2018)*

Classe di servizio 1	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65%, se non per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 2	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 3	È caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

ESEMPI DI CALCOLO

12.1. Calcolo del modulo elastico del calcestruzzo

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

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

dove:

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

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

12.2. Controllo di accettazione del cls – Tipo A

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

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

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

Per il prelievo n. 1 la resistenza media R_{cm1} risulta:

$$R_{cm1} = \frac{R_{cmA} + R_{cmB} + R_{cmC}}{3} = \frac{34,7 + 36,0 + 37,3}{3} = 36,0 \text{ N/mm}^2$$

Per il prelievo n. 2 la resistenza media R_{cm2} risulta:

$$R_{cm2} = \frac{R_{cmA'} + R_{cmB'} + R_{cmC'}}{3} = \frac{38,2 + 36,0 + 37,3}{3} = 37,2 \text{ N/mm}^2$$

Per il prelievo n. 3 la resistenza media R_{cm3} risulta:

$$R_{cm3} = \frac{R_{cmA''} + R_{cmB''} + R_{cmC''}}{3} = \frac{36,5 + 37,7 + 36,9}{3} = 37,0 \text{ N/mm}^2$$

Pertanto la resistenza media R_{cm1} risulta pari a:

$$R_{cm} = \frac{R_{cm1} + R_{cm2} + R_{cm3}}{3} = \frac{36,0 + 37,2 + 37,0}{3} = 36,7 \text{ N/mm}^2$$

Si determina il valore di R_{1} , minore valore di resistenza dei prelievi:

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

Ottenuti i valori di R_{cm} e $R_{c,\min}$ si effettua il controllo:

$$R_{c,\min} \geq R_{ck} - 3,5$$

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

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

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

12.3. Controllo di accettazione del cls – Tipo B

Si suppone di utilizzare un calcestruzzo C25/30 ($R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$) e di avere una miscela omogenea $> 1.500 \text{ m}^3$, quindi si effettua un controllo di Tipo B tramite n. 15 prelievi a cui corrispondono n. 45 provini cubici. Si riportano le resistenze dei prelievi e si determina il valore della resistenza di prelievo media R_{cm} :

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

[segue]

INSTALLAZIONE DEL SOFTWARE “SUITE DEL CALCOLISTA 2”

13.1. Note sul software incluso

Parte integrante della presente pubblicazione è **Suite del calcolista 2**, software per il calcolo e la verifica di elementi strutturali in cemento armato, acciaio e muratura. Attraverso diversi applicativi il software consente al calcolista di validare i codici di calcolo come richiesto dalle NTC2018 di cui al D.M. 17 gennaio 2018.

Utilità disponibili con il software:

- **Glossario** (termini più ricorrenti sull’argomento);
- **FAQ** (risposte alle domande più frequenti);
- **Test iniziale / Test finale** (verifiche sulla conoscenza dell’argomento).

13.2. Requisiti hardware e software

Per l’installazione e l’utilizzo del software sono necessari i seguenti requisiti hardware e software: Processore da 1.00 GHz; MS Windows Vista/7/8/10 (è necessario disporre dei privilegi di amministratore¹); 250 MB liberi sull’HDD; 1 GB di RAM; MS Word 2003-2007; Risoluzione monitor consigliata 1600×900; Accesso ad internet e browser web.

13.3. Download del software e richiesta della password di attivazione

1) Collegarsi al seguente indirizzo internet:

http://www.grafill.it/pass/0016_7.php

- 2) Inserire i codici “**A**” e “**B**” (vedi ultima pagina del volume) e cliccare [**Continua**].
- 3) **Per utenti registrati** su www.grafill.it: inserire i dati di accesso e cliccare [**Accedi**], accettare la licenza d’uso e cliccare [**Continua**].
- 4) **Per utenti non registrati** su www.grafill.it: cliccare su [**Iscriviti**], compilare il form di registrazione e cliccare [**Iscriviti**], accettare la licenza d’uso e cliccare [**Continua**].
- 5) Un **link per il download del software** e la **password di attivazione** saranno inviati, in tempo reale, all’indirizzo di posta elettronica inserito nel form di registrazione.

¹ Per avviare il software con i privilegi di amministratore: aprire la cartella in cui si è installato il software **Suite del calcolista 2**, cliccare con il tasto destro del mouse sul file **Suitedelcalcolista2.exe** e selezionare proprietà, nella scheda compatibilità selezionare “*Esegui il programma in modalità compatibilità per: Windows XP (Service pack 2)*” ed infine inserire il check su “*Esegui il programma come amministratore*”.

13.4. Installazione ed attivazione del software

- 1) Scaricare il setup del software (file *.exe) cliccando sul link ricevuto per e-mail.
- 2) Installare il software facendo doppio-click sul file **88-277-0017-4.exe**.
- 3) Avviare il software:

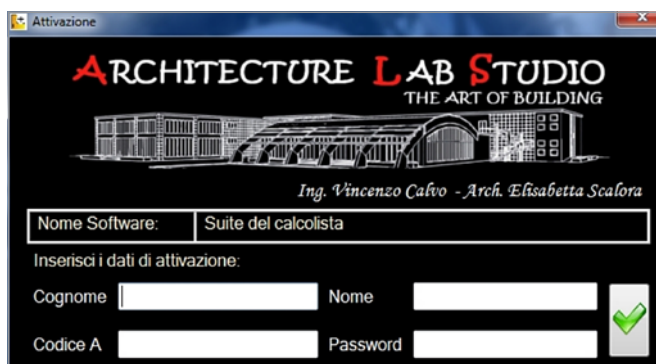
Per utenti MS Windows Vista/7/8: [Start] > [Tutti i programmi] > [Grafill]

> [Suite Calcolista 2 II Ed] (cartella) > [Suite Calcolista 2 II Ed] (icona di avvio)

Per utenti MS Windows 10: [Start] > [Tutte le app] > [Grafill]

> [Suite Calcolista 2 II Ed] (icona di avvio)

- 4) Verrà visualizzata la finestra “Attivazione” di Suite del Calcolista 2.



- 5) Compilare e confermare i dati inseriti nella finestra “Attivazione” e verrà visualizzata la finestra di “Avvio” di Suite del Calcolista 2:





- Cliccare su [Avvia] per visualizzare la finestra principale di Suite del Calcolista 2 (che esamineremo nel capitolo che segue).

MANUALE D'USO DEL SOFTWARE “SUITE DEL CALCOLISTA 2”

Suite del calcolista 2 è un software semplice ed intuitivo che contiene dei semplici applicativi di calcolo, oggi indispensabili per i tecnici che si occupano del calcolo di opere in cemento armato, acciaio e muratura.

L'interfaccia grafica è suddivisa in tre zone:

- 1) La zona superiore fornisce le informazioni relative alle applicazioni che contiene il software; ad esempio scorrendo con il mouse sull'applicazione in alto a sinistra ci verrà fornita l'informazione “*Verifica a punzonamento*”;
- 2) La zona centrale contiene i pulsanti necessari per avviare gli applicativi di calcolo;
- 3) La zona in basso a destra contiene le icone che danno accesso a:
 - Informazioni sul software ;
 - Guida per la comprensione del testo :
 - Glossario;
 - Faq;
 - Test iniziale e Test finale.

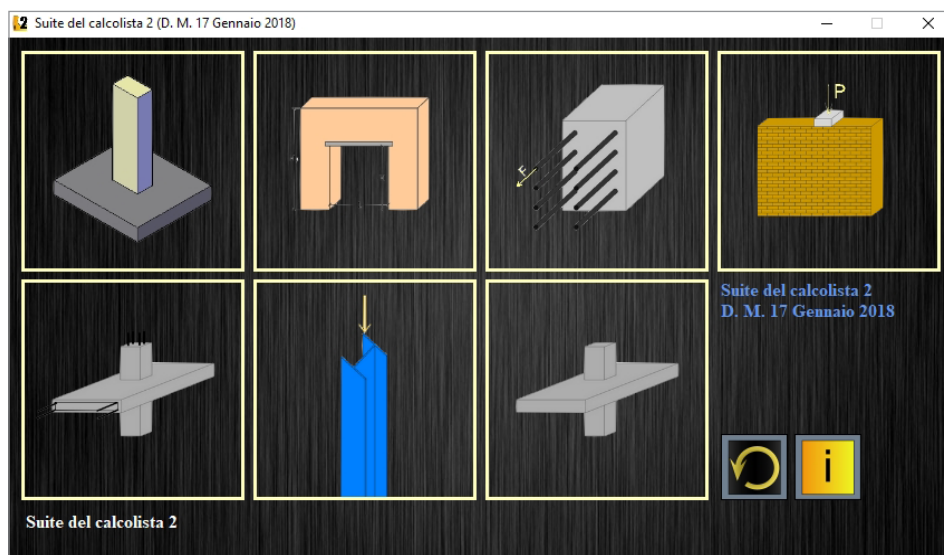


Figura 14.1. Schermata principale di Suite del calcolista 2


Cliccando sull'icona  si aprirà la finestra *Informazioni* che riporta la versione del software, alcune informazioni importanti sulle responsabilità dell'utente e i dati degli autori.



Figura 14.2. Finestra “Informazioni”

Cliccando sul pulsante [Aggiornamenti] si aprirà il modulo per richiedere gli aggiornamenti di *Suite del calcolista 2* e le novità sui prodotti *Architecture Lab Studio*.

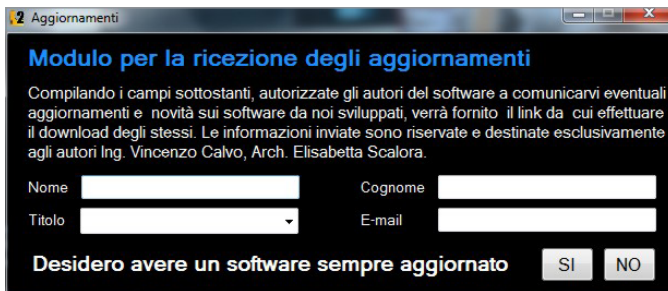


Figura 14.3. Modulo “Aggiornamenti”

14.1. Verifica a punzonamento

Cliccare sull'apposita icona della finestra principale (Fig. 14.4):

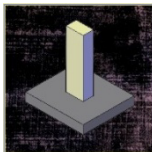
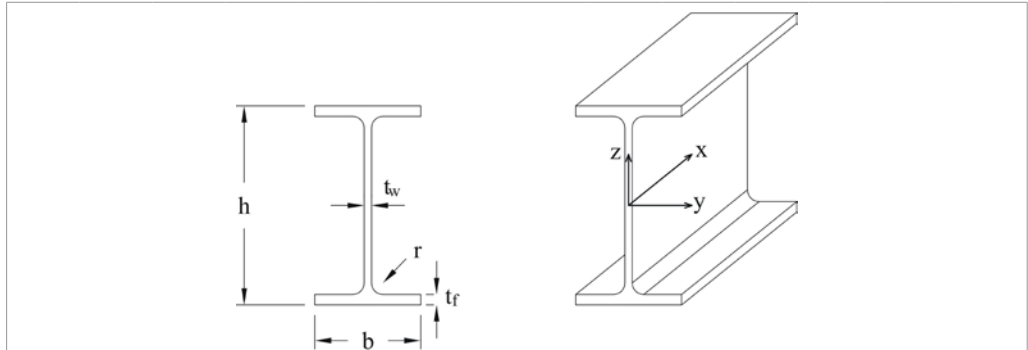


Figura 14.4. Icona [Verifica a punzonamento]

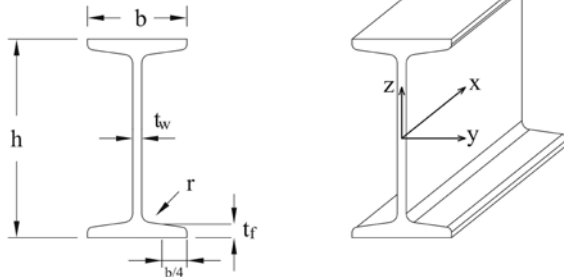
SAGOMARI DEI PROFILATI IN ACCIAIO

15.1. 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	W_y 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

15.2. INP



Sigla INP	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	W_y cm ³	W_z cm ³	i_y cm	i_z cm
80	42	80	3,9	5,9	3,9	5,94	7,57	77,7	6,28	19,4	2,99	3,20	0,91
100	50	100	4,5	6,8	4,5	8,34	10,6	170	12,1	34,1	4,86	4,00	1,07
120	58	120	5,1	7,7	5,1	11,1	14,2	328	21,5	54,7	7,41	4,81	1,23
140	66	140	5,7	8,6	5,7	14,3	18,3	573	35,2	81,9	10,7	5,61	1,40
160	74	160	6,3	9,5	6,3	17,9	22,8	935	54,7	117	14,8	6,40	1,55
180	82	180	6,9	10,4	6,9	21,9	27,9	1.450	81,3	161	19,8	7,20	1,71
200	90	200	7,5	11,3	7,5	26,2	33,4	2.140	117	214	26,0	8,00	1,87
220	98	220	8,1	12,2	8,1	31,1	39,5	3.060	162	278	33,1	8,80	2,02
240	106	240	8,7	13,1	8,7	36,2	46,1	4.250	221	354	41,7	9,59	2,20
260	113	260	9,4	14,1	9,4	41,9	53,3	5.740	288	442	51,0	10,40	2,32
280	119	280	10,1	15,2	10,1	47,9	61,0	7.590	364	542	61,2	11,10	2,45
300	125	300	10,8	16,2	10,8	54,2	69,0	9.800	451	653	72,2	11,9	2,56
320	131	320	11,5	17,3	11,5	61,0	77,7	12.510	555	782	84,7	12,7	2,67
340	137	340	12,2	18,3	12,2	68,0	86,7	15.700	674	923	98,4	13,5	2,80
360	143	360	13,0	19,5	13,0	76,1	97,0	19.610	818	1.090	114	14,2	2,90
380	149	380	13,7	20,5	13,7	84,0	107	24.010	975	1.260	131	15,0	3,02
400	155	400	14,4	21,6	14,4	92,4	118	29.210	1.160	1.460	149	15,7	3,13
450	170	450	16,2	24,3	16,2	115	147	45.850	1.730	2.040	203	17,7	3,43
500	185	500	18,0	27,0	18,0	141	179	68.740	2.480	2.750	268	19,6	3,72
550	200	550	19,0	30,0	19,0	166	212	99.180	3.480	3.610	349	21,6	4,02
600	215	600	21,6	32,4	21,6	199	254	138.800	4.679	4.626	435	23,4	4,29

TABELLE DELLE CLASSI DI RESISTENZA PER IL LEGNO MASSICCIO E LAMELLARE

16.1. Classi di resistenza per legno massiccio di conifera e pioppo (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

16.2. Classi di resistenza per legno massiccio di latifolia (Tabella 3.3 della norma UNI EN 1194:2000)

Classe di resistenza		D18	D24	D30	D35	D40	D50	D60	D70
Proprietà di resistenza in N/mm²									
Flessione	$f_{m,k}$	18	24	30	35	40	50	60	70
Trazione parallela	$f_{t,0,k}$	11	14	18	21	24	30	36	42
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$	18	21	23	25	26	29	32	34
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$	7,5	7,8	8,0	8,1	8,3	9,3	10,5	13,5
Taglio	$f_{v,k}$	3,4	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,5	5,0
Proprietà di rigidezza in kN/mm²									
Modulo di elasticità medio parallelo	$E_{0,mean}$	9,5	10	11	12	13	14	17	20
Modulo di elasticità caratteristico	$E_{0,05}$	8,0	8,5	9,2	10,1	10,9	11,8	14,3	16,8
Modulo di elasticità ortogonale medio	$E_{90,mean}$	0,63	0,67	0,73	0,80	0,86	0,93	1,13	1,33
Modulo di taglio medio	G_{mean}	0,59	0,62	0,69	0,75	0,81	0,88	1,06	1,25
Massa volumica in kg/m³									
Massa volumica	ρ_k	475	485	530	540	550	620	700	900
Massa volumica media	ρ_{mean}	570	580	640	650	660	750	840	1080

