

ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

FACOLTA' DI INGEGNERIA

CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA MECCANICA

DIPARTIMENTO

Dipartimento di Ingegneria delle Costruzioni Meccaniche, Nucleari, Aeronautiche e di
Metallurgia

TESI DI LAUREA

in

Laboratorio di Analisi delle tensioni LS

**Analisi strutturale di un container per uso civile e
raffronto con le norme vigenti**

CANDIDATO

Ferraro Francesco

RELATORE:

Chiar.mo Prof. Giorgio Olmi

CORRELATORE/CORRELATORI

Anno Accademico [2010/11]

Sessione [III]

Introduzione	5
Capitolo 1 - Cenni sulla storia del container	7
1.1 <i>Il container marittimo</i>	7
1.2 <i>Il container ad uso abitativo</i>	12
1.2.1 <i>La conversione ad uso abitativo.....</i>	12
1.2.2 <i>Il modulo ad uso abitativo in Italia</i>	16
Capitolo 2 - Normativa di riferimento e introduzione al metodo degli Stati Limite... 20	
2.1 <i>Metodologia di verifica.....</i>	21
2.2 <i>Vita nominale di una struttura</i>	25
2.3 <i>Combinazione delle azioni.....</i>	27
2.4 <i>Verifica agli stati limite.....</i>	29
2.4.1 <i>Stato limite esercizio.....</i>	30
2.4.2 <i>Stato limite ultimo</i>	30
2.5 <i>Verifica di strutture in acciaio</i>	31
2.5.1 <i>Materiali.....</i>	31
2.5.2 <i>Analisi strutturale.....</i>	32
2.6 <i>Confronto tra i metodi di verifica alle tensioni ammissibili e agli stati limite ...</i>	36
Capitolo 3 – Azioni sulla struttura..... 38	
3.1 <i>Classificazione delle azioni.....</i>	38
3.2 <i>Carichi permanenti e carichi variabili</i>	40
3.2.1 <i>Carichi permanenti.....</i>	40
3.2.2 <i>Carichi variabili</i>	40
3.3 <i>Carichi dovuti all'azione del vento.....</i>	43
3.4 <i>Carichi dovuti alla neve.....</i>	49
3.5 <i>Carichi sismici</i>	55
Capitolo 4 – Procedura di verifica	62
4.1 <i>Introduzione</i>	62
4.2 <i>Procedura di verifica e definizione delle condizioni al contorno.....</i>	62

4.3	<i>Verifica strutturale analitica e agli elementi finiti.....</i>	64
Capitolo 5 – Analisi strutturale: un caso in esame		68
5.1	<i>Introduzione</i>	68
5.2	<i>Il caso in esame dell'analisi strutturale.....</i>	69
Capitolo 6 – Considerazioni finali.....		86
Appendice		89
	Stabilità delle membrature	96
	Fragilità alle basse temperature	101
	Unioni con bulloni soggetti a carichi statici.....	106
	Unioni saldate	110
Bibliografia.....		114

Introduzione

Il presente lavoro è stato realizzato con l'intento di creare una procedura per l'analisi strutturale di container per uso abitativo in ambito civile. Attualmente nella azienda in cui lavoro le analisi strutturali, quando richieste, vengono effettuate da uno studio esterno con conseguente perdita di *know-how* sulle modalità di progettazione; da qui nasce l'esigenza di creare una sorta di *vademecum*.

Nel Capitolo 1 si descrive come nasce l'idea del container, nato per la movimentazione delle merci per via mare, fino ad arrivare alla conversione in moduli abitativi.

Nel Capitolo 2 si descrivono le normative di riferimento, in Italia quella largamente utilizzata è il Decreto Ministeriale del 14-01-2008 recante il titolo di *Norme tecniche per le costruzioni*.

Nel Capitolo 3 si elencano tutte le azioni da considerare sulla struttura. Vengono definiti i carichi dovuti al vento, i carichi dovuti alla neve, al sisma e altri carichi a seconda della tipologia d'utilizzo del modulo.

Nel Capitolo 4 vengono elencate tutte le informazioni necessarie e sufficienti per il corretto svolgimento della relazione di calcolo atta a descrivere l'analisi strutturale effettuata, così come richiesto dal D.M. del 14-01-2008.

Nel Capitolo 5 viene analizzata una relazione di calcolo specifica su un prefabbricato commissionato da un cliente.

Nel Capitolo 6 vengono fatte le considerazioni finali riguardo il lavoro svolto.

In Appendice vengono specificate nel dettaglio tutte le verifiche analitiche per lo svolgimento dell'analisi strutturale senza l'ausilio del calcolo automatico col *FEM*.

Capitolo 1 - Cenni sulla storia del container

1.1 Il container marittimo

La richiesta di un contenitore multiuso, adatto per essere utilizzato nei vari tipi di trasporto di merci, è nato nel primo dopoguerra negli *USA* ed è stato usato la prima volta nei trasporti verso *Porto Rico*.

L'idea originale pare risalire ad una intuizione, nel *1956*, di un imprenditore americano nel campo dei trasporti, *Malcolm McLean* [*1]; prima di tale data i prodotti venivano trasportati in sacchi, barili, balle e venivano stivati singolarmente sulla nave.

Si racconta che, mentre *McLean* sedeva sul suo camion in attesa che la merce fosse deposta sulla nave in un porto del *New Jersey USA*, si rese conto che caricare l'intero corpo del camion sulla nave sarebbe stato molto più semplice di stivarne il carico.

Fu così che brevettò un contenitore d'acciaio con *blocchi d'angolo* rinforzati che potevano essere comodamente utilizzati per il carico e lo scarico, e l'idea fu talmente apprezzata che poté beneficiare di un prestito di una banca da *42 milioni* di dollari e che comprò una società che poi divenne la *Sea-Land Service, Inc*, oggi *Maersk Line*.

La comodità di disporre di una attrezzatura che consentiva di caricare e scaricare le merci e non doverle più movimentare singolarmente sino a destinazione è risultata subito evidente; di conseguenza l'idea di “containerizzare” ha avuto un impulso notevole nel campo del trasporto marittimo e negli scambi tra America ed Europa fin dagli anni sessanta.

Un altro beneficio del trasporto tramite container è quello di ridurre le possibilità di danneggiamento e di manomissione delle merci nelle fasi di movimentazione delle stesse.

Il container offriva diversi vantaggi: minor carico danneggiato, migliori operazioni logistiche, e maggiore velocità di imbarco e sbarco. All'inizio degli anni '70, nacquero gli standard che oggi conosciamo.

Il più diffuso tra i contenitori è il container ISO (*International Organization for Standardization*); si tratta di un parallelepipedo in metallo le cui misure sono state stabilite in sede internazionale nel 1967.

A fronte di una larghezza comune di 8 piedi (244 cm) e una altezza comune di 8 piedi e 6 pollici (259 cm), sono diffusi in due lunghezze standard di 20 e di 40 piedi (610 e 1220 cm), come riportato nelle norme *BS ISO 668:1995* e *ISO 1496-1:1990* [*5] e riassunto in *Tabella (1.1-1)*.

Dimensioni esterne						
Designazione container	Altezza minima		Larghezza minima		Lunghezza minima	
	mm	ft in	mm	ft in	mm	ft in
1AAA	2896	9' 6''	2438	8'	12192	40'
1AA	2591	8' 6''				
1A	2438	8'				
1AX	<2438	<8'				
1BBB	2896	9' 6''			9125	29' 11 ¼''
1BB	2591	8' 6''				
1B	2438	8'				
1BX	<2438	<8'				
1CC	2591	8' 6''			6058	19' 10 ½''
1C	2438	8'				
1CX	<2438	<8'				
1D	2438	8'				
1DX	<2438	<8'			2991	9' 9¾''

Dimensioni interne			
Designazione container	Altezza minima mm	Larghezza minima mm	Lunghezza minima mm
1AAA	Altezza esterna nominale del container meno 241 mm	2330	11998
1AA			
1A			
1AX			
1BBB			8931
1BB			
1B			
1BX			
1CC			5867
1C			
1CX			
1D			
1DX			2802

Tabella 1.1-1 – Dimensioni ISO dei container marittimi

Dalla standardizzazione dimensionale e quindi volumetrica dei container è nata la consuetudine di valutare la capacità di carico di una nave portacontainer in *TEU* (acronimo di Twenty-Foot Equivalent Unit - Unità equivalente a container da 20 piedi).

Sono stati resi omogenei anche gli attacchi, presenti sugli angoli del contenitore, specifici per il fissaggio sui vari mezzi di trasporto e chiamati *blocchi d'angolo*.

In questo modo, tramite carrelli elevatori, carriponte, straddle carrier e gru sono facilmente trasferibili tra una nave (dove possono essere facilmente sovrapposti verticalmente), un vagone o un autocarro; vedi *Figura (1.1.1)*.

Le caratteristiche particolari di questi attacchi, unita alla robustezza intrinseca del contenitore, ne consentono l'impilazione l'uno sull'altro, migliorando l'utilizzazione dei moli, delle banchine, dei magazzini e delle navi porta container.



Figura 1.1.1 – Esempi di movimentazione dei container

Il container ISO classico, vedi *Figura (1.1.2)*, presenta le superfici laterali piene e una chiusura posteriore con due battenti facilmente sigillabili per evitare effrazioni, è costruito in acciaio zincato il che lo rende resistente alla corrosione.

Forse la sua maggiore limitazione consiste nelle misure interne di carico che non consentono il carico affiancato di 2 pallet EUR nel loro lato maggiore.

Per usi particolari e non molto frequenti, sono stati predisposti anche dei container ISO cisterna, frigoriferi, open top (con tetto apribile) e container con pareti laterali apribili.



Figura 1.1.2 – Container marittimo da trasporto

Lo sviluppo del mercato ha portato, negli ultimi anni, alla particolarità che più della metà dei container del mondo sono fabbricati in Estremo Oriente, soprattutto in Cina. Attualmente l'importanza del container nel campo dei trasporti marittimi è giunta ad un livello tale che le stime parlano di circa il 90% delle merci cargo trasportate attraverso l'uso di circa 200 milioni di TEU all'anno, nella sola Asia, così come mostrato da un recente studio della Deutsche Bank [*2], vedi Tabella (1.1-2):

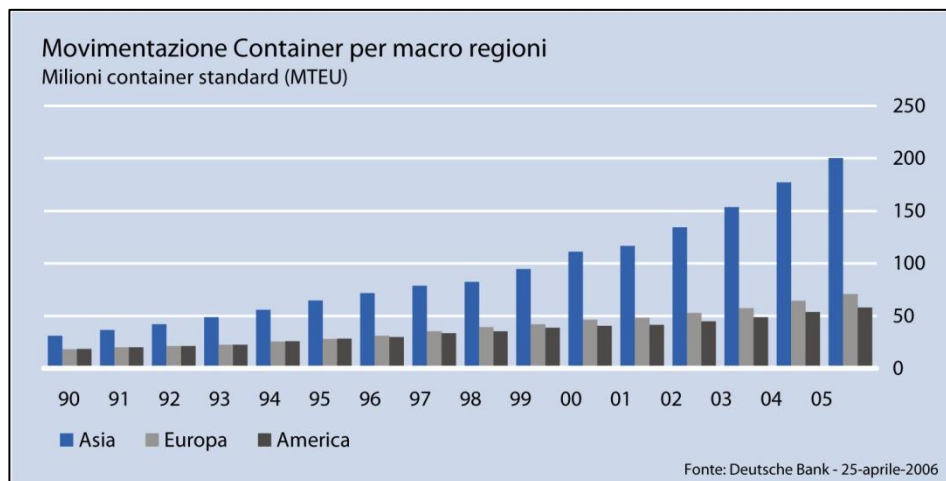


Tabella 1.1-2 – Andamento mondiale movimentazione container dal 1990 al 2005

Un aspetto importante nella movimentazione dei containers è l'ottimizzazione del trasporto di ritorno dei container vuoti nelle navi cargo. E' lecito attendersi che i container vuoti vengano subito riutilizzati per il ritorno ma ciò non accade spesso, poiché generalmente presso il porto di destinazione sono già pronti i colli da caricare sulla nave. Questo perchè nella gran parte dei casi l'esportazione verso un paese di destinazione non coincide, in volume di merci scambiate, con l'importazione dal paese stesso.

Quindi accade spesso che molti container vuoti vengano “parcheggiati” temporaneamente nei moli a fronte di un canone di affitto, fin quando non rientrano nel porto di origine; e ciò diventa un problema quando il tempo di stazionamento aumenta, infatti, molte compagnie da trasporto di container preferiscono comprarne nuovi che far ritornare quelli vuoti, anche perché movimentarli costa meno che pagare il canone d'affitto.

Dalla ricerca della *Deutsche Bank* si evidenzia che il costo dei trasporti di ritorno dei container vuoti hanno gravato nell'anno 2005 sui conti delle compagnie di trasporto per un totale di ben 650 milioni di dollari.

Delle statistiche effettuate dal *Dipartimento dei Trasporti Inglese* nel 2002 evidenziavano già il *surplus* di migliaia di unità di container che stazionavano nei porti inglesi, vedi *Tabella (1.1-3)*:

Zone	Traffico interno container (in migliaia di unità)	Traffico esterno container (in migliaia di unità)	Surplus (in migliaia di unità)
UK	129	131	-2
Europa	840	868	-28
Africa	80	110	-30
Asia	826	674	152
Australia & Polinesia	41	50	-9
Sud America	45	62	-17
Nord America & America Centrale	290	231	59
Totale			125

Tabella 1.1-3 – Giacenza container vuoti nei porti inglesi

1.2 Il container ad uso abitativo

1.2.1 La conversione ad uso abitativo

Lo scopo del paragrafo è quello di fornire delle indicazioni base dei problemi e delle possibilità indicate dagli standard internazionali (ISO) che hanno motivato questa ricerca e insieme l'analisi dei problemi attorno alla progettazione dei container adattati per l'uso abitativo.

L'idea di utilizzare la struttura dei container come componenti di costruzione non costituisce una novità, da come si può evincere dalla letteratura [*3]; un esempio riportato da *Paul Sawyers* in una delle sue pubblicazioni.

La maggior parte della conversione dei containers è nata dalla necessità rivolta all'adattamento, per esempio, di unità utilizzate per magazzinaggio, rifugi di emergenza o anche applicazioni del tipo uffici mobili, vedi *Figura (1.2.1)*.



Figura 1.2.1 - Esempi di recupero container per magazzinaggio (a sinistra), e per uso abitativo (a destra)

Nel Nord America, lo stesso *Sawyers* descrive come i primi utilizzatori usassero i container come strutture permanenti a basso costo, e come le stesse sono state impiegate come unità modulari negli anni recenti.

I container sono utilizzati da tutte le nazioni esportatrici e/o importatrici, e conseguentemente c'è una rete di trasporto globale che già esiste che muove tali unità via mare, strada o ferrovia.

Questi sono riutilizzabili ma se la necessità delle importazioni eccede le esportazioni, allora, continuerà ad esserci un surplus dello stazionamento delle unità nelle città e nei porti, e quindi un gran numero di container inutilizzato che può essere reso disponibile per altri scopi.

Le dimensioni standard secondo le normative ISO dei container, unite ad una intrinseca robustezza, ad una resistenza ai fattori ambientali, ad un'elevata modularità rendono il container un componente strutturale modulare ideale, oppure un'unità standard completa ad uso abitativo, vedi *Figura (1.2.2)*.



Figura 1.2.2 – Il container come unità singola (a sinistra) o modulare (a destra)

I containers ISO sono stati progettati secondo requisiti strutturali molto rigorosi, non solo per le condizioni estreme ambientali dovuti al trasporto marittimo, quanto per il posizionamento in sovrapposizione verticale di otto unità completamente cariche con un peso ciascuno di 24000 Kg , moltiplicato per un fattore di $1,8$ ($192000\text{ Kg} \times 1,8 = 3392\text{ kN}$) [*4]. Queste peculiarità rendono il container una scelta di riferimento per molti progettisti quando cercano strutture robuste e modulari, e non solo per scopi abitativi.

Inoltre, le pareti del container vengono isolate termicamente con delle pannellature di materiale coibente e, a seconda dell'utilizzo, anche con materiale termo estinguente certificato *REI* per offrire un adeguato grado di protezione agli incendi.

In alcune applicazioni *off-shore*, su piattaforme marine per l'estrazione del petrolio, vengono costruiti dei container specifici, dotati anche di impianti di trattamento dell'aria interna, che diventano dei rifugi di emergenza durante gli incendi garantendo la sopravvivenza all'interno del modulo in attesa dei soccorsi.

Poi vengono adottati altri accorgimenti per prevenire la formazione di condensa, per eliminare i ponti termici e garantire il comfort per l'abitabilità.

Successivamente viene dotato dell'impianto idrico, di quello elettrico/dati, di condizionamento, di moduli fotovoltaici e sono tante le scelte per poter personalizzare il modulo a seconda della richieste da parte del cliente.

Ma molti potrebbero affermare che l'estetica è un fattore determinante, una "scatola d'acciaio" ha meno appeal di una struttura in legno, in vetro o in mattoni.

Va però ricordato che l'aspetto di una “scatola d'acciaio” è puramente superficiale e può essere riprogettato secondo i canoni estetici dell'ambiente circostante.

Infatti i container possono essere in sintonia con l'ambiente urbano, secondo le indicazioni dei progettisti si possono impiegare, per tamponare le lamiere grecate esterne, dei materiali di copertura come pannellatura in mattoni o pannelli di legno a doghe, come avviene nel mondo della costruzione modulare, vedi *Figura (1.2.3)*.



Figura 1.2.3 – Esempi di conversione container dal punto di vista estetico

Numerosi studi di architettura hanno pubblicato, su riviste e siti specializzati, diversi lavori per la conversione del container marittimo ad elemento architettonico perfettamente integrato nel contesto [*7].

Inoltre sono nati diversi tipi di container che possono soddisfare qualsiasi tipo di esigenza. E nascono così, unità che sono in grado di offrire soluzioni temporanee a situazioni particolari, per coprire esigenze in termini sia abitativi, commerciali o altro che la necessità lo richieda. Essi vengono utilizzati come strutture di supporto nelle zone colpite da disastri, per alloggi temporanei nei cantieri edili, scuole, mense, unità mediche mobili, vedi *Figura (1.2.4)*.



Figura 1.2.4 – Container ad uso unità medica mobile

Il riutilizzo di un container come unità abitativa, così come per qualsiasi altra tipologia di destinazione d'uso, contribuisce a migliorare la sostenibilità ambientale in quanto, oltre ad un minor sfruttamento della materia prima e il conseguente risparmio di energia, si riduce drasticamente il numero di *shelter* abbandonati ed inutilizzati.

1.2.2 Il modulo ad uso abitativo in Italia

Il modulo ad uso abitativo in Italia nasce dapprima con l'esigenza di impiegare unità ad uso per la *Protezione Civile* in caso di disastri dovuti a terremoti, inondazioni, evacuazioni, etc.. Il requisito fondamentale di tali moduli è quello di essere facilmente smontabili giacché durante il loro inutilizzo devono essere stipati ed occupare il minor ingombro possibile, caratteristica che li rende costruttivamente differenti rispetto alle unità derivate dal container marittimo.

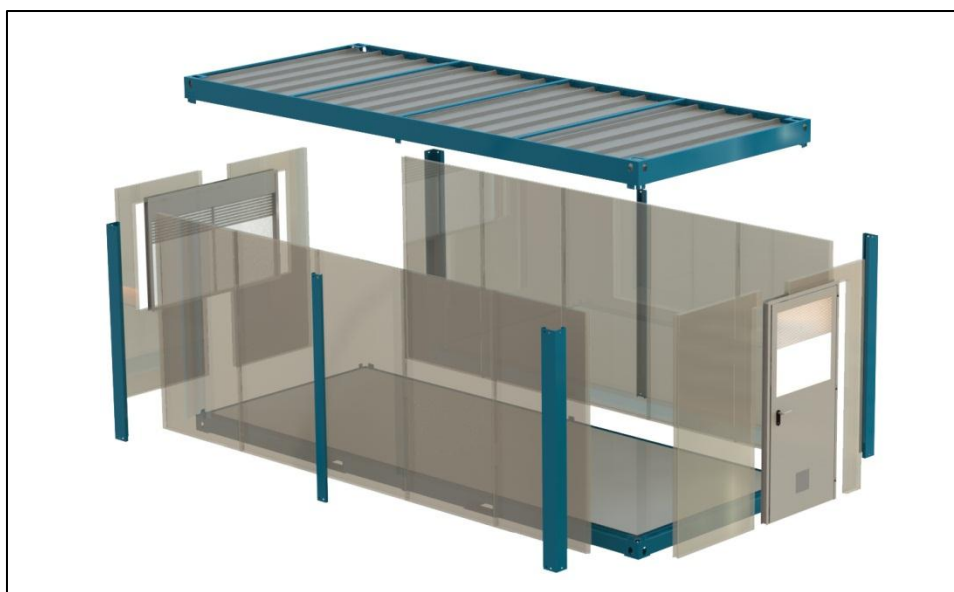


Figura 1.2.5 – Vista esplosa di un modulo ad uso per la Protezione Civile

Infatti tali moduli sono costituiti da un'intelaiatura smontabile, come mostrato in *Figura (1.2.5)*, composta da un basamento, da un tetto e da sei montanti. Successivamente vengono montate le pareti, i serramenti, l'impianto elettrico e tutti gli accessori.

Vediamo nel dettaglio la composizione tipica di un modulo che, per la peculiarità della smontabilità, non dispone di servizi igienici e degli arredamenti. Inoltre, sempre per la smontabilità, l'impianto elettrico non è "annegato" all'interno dei pannelli parete, ma vengono utilizzati dei tubi passacavi e cassette di derivazione in *PVC* montati a soffitto; è studiato in modo tale che, durante l'operazione di montaggio del modulo, si possono far calare dal soffitto gli interruttori e le prese all'altezza necessaria.

Il basamento, vedi *Figura (1.2.6)*, è composto da quattro blocchi d'angolo, ottenuti per fusione e costruttivamente conformi alla norma *ISO 1161* [*6], saldati a dei profili perimetrali di lamiera presso piegata.

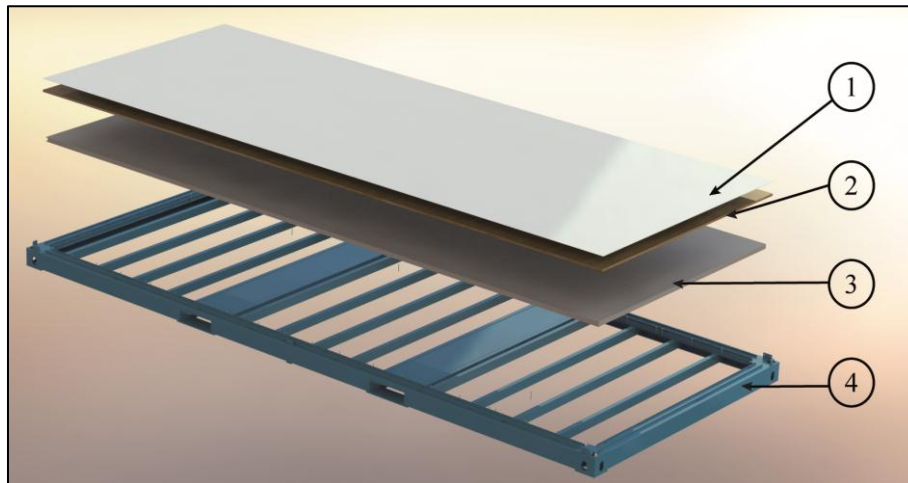


Figura 1.2.6 – Vista esplosa di un basamento:

1-Finitura PVC 2-Pavimento multistrato 3-Coibente 4-Basamento

Trasversalmente vengono saldati dei tubolari con orditura costante, per garantire al pavimento una portata sufficiente, su cui vengono montati i pannelli di coibentazione e un pavimento in multistrato con finitura in *PVC* (o simile). E' di fondamentale importanza mantenere sollevato il pavimento da terra per permettere una sufficiente aerazione in modo da evitare formazione di condensa e, a lungo andare, di muffe.

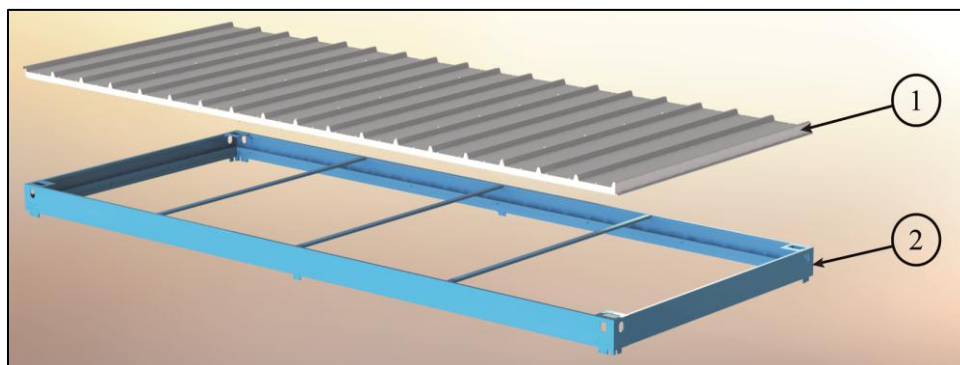


Figura 1.2.7 – Vista esplosa del tetto:

1-Pannelli tetto 2-Tetto

Il tetto, vedi *Figura (1.2.7)*, è composto anch'esso da quattro blocchi d'angolo, costruttivamente conformi alla norma *ISO 1161*, saldati a dei profili perimetrali di lamiera presso piegata. Vengono poi avvitati i pannelli tetto, tagliati a misura, facendo uso di sigillanti per chiudere qualsiasi tipo di fessura, per evitare infiltrazioni d'acqua. Nei profili perimetrali del tetto sono ricavati degli alloggiamenti in cui vanno a poggiarsi i pannelli parete per poi essere bloccate con dei dispositivi *twist-lock*.

I sei montanti sono dei profili di lamiera presso piegata che vengono avvitati ai quattro blocchi d'angolo, gli altri due in posizione intermedia del lato longitudinale.

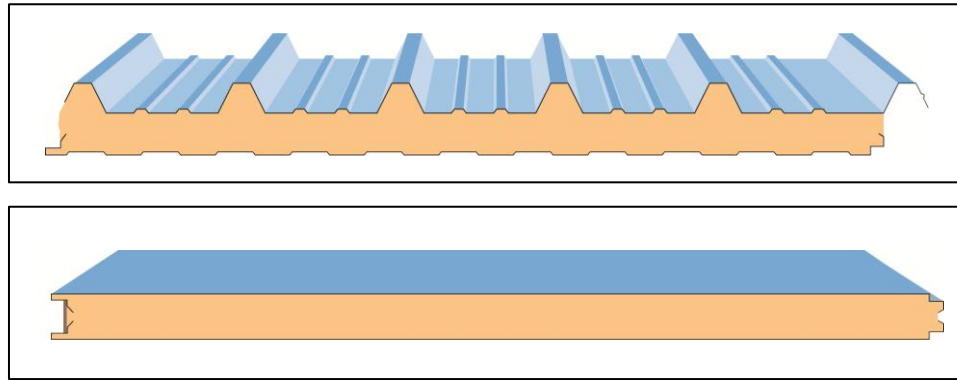


Figura 1.2.8 – In alto: Vista in sezione pannello tetto; In basso: Vista in sezione pannello parete

I pannelli parete e i pannelli tetto, vedi *Figura (1.2.8)*, sono costituiti da un sandwich di lamiere sottili (inferiore ad *1 mm*) e materiale coibente (in *poliuretano espanso* o *lana minerale*) di diverso spessore a seconda del desiderato isolamento termico. Esistono anche pannelli fonoassorbenti o pannelli certificati alle diverse classi di resistenza agli incendi, che danno la possibilità di ulteriori personalizzazioni del modulo e di differente tipologia d'utilizzo. Inoltre, per semplificare il montaggio, i serramenti vengono inseriti nei pannelli parete, e ciò avviene, soprattutto, quando si hanno dei moduli con un *layout* predefinito, in cui non è prevista una modifica futura.

La caratteristica di avere moduli con pannelli parete rimovibili li rende ideali per comporli con 2 o più unità modulari in modo da ottenere planimetrie più complesse. I pannelli parete si possono disassemblare e stipare all'interno del modulo in modo da avere un ridotto ingombro in altezza, il che permette di sovrapporre fino a 5 unità durante il trasporto e ciò è di fondamentale importanza data l'alta incidenza dei costi di trasporto sul costo totale, vedi *Figura (1.2.9)*.



Figura 1.2.9 – Raffronto tra un'unità montata e 5 impaccettate

Capita sovente che tali unità vengano sovrapposte per avere edifici a più piani, con conseguente aumento delle masse oscillanti che, nel caso di zone molto esposte al sisma o al vento, andrebbero ad inficiare la stabilità di tutto l'assieme.

Ovviamente tali differenze in termini costruttivi, rispetto ai container marittimi, si ripercuotono anche sulle caratteristiche di resistenza meccanica. Conseguentemente si richiede uno studio appropriato, oggetto del presente lavoro di tesi, per verificare che tali moduli rispettino la normativa vigente in materia, data anche la differente tipologia d'uso del prodotto.

Capitolo 2 - Normativa di riferimento e introduzione al metodo degli Stati Limite

Il *Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008*, recante “*Norme Tecniche per le Costruzioni*” (nel seguito indicate con *NTC*) raccoglie in forma unitaria le norme che disciplinano la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle costruzioni al fine di garantire, per stabiliti livelli sicurezza, la pubblica incolumità.

Il testo normativo, recependo le diverse osservazioni e suggerimenti di ordine tecnico pervenute dal mondo produttivo, scientifico e professionale, fornisce una serie di indicazioni inerenti le procedure di calcolo e di verifica delle strutture, nonché regole di progettazione ed esecuzione delle opere, in linea con i seguenti indirizzi:

- *mantenimento del criterio prestazionale*, per quanto consentito dall’esigenza di operatività della norma stessa;
- *coerenza con gli indirizzi normativi a livello comunitario*, sempre nel rispetto delle esigenze di sicurezza del Paese e, in particolare, coerenza di formato con gli *Eurocodici*, norme europee *EN* ormai ampiamente diffuse;
- approfondimento degli aspetti normativi connessi alla presenza delle *azioni sismiche*;
- approfondimento delle prescrizioni ed indicazioni relative ai rapporti delle opere con il *terreno e*, in generale, *agli aspetti geotecnici*;

2.1 Metodologia di verifica

Le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dalle presenti norme [*8] [*9].

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la *vita nominale*. *Stato limite* è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

In particolare, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere uno dei requisiti di sicurezza agli stati limite.

Requisito di sicurezza agli *stati limite ultimi (SLU)*, ovvero, la capacità della struttura nel resistere ad azioni che possono portare a completa plasticizzazione della stessa, senza compromettere l'incolumità delle persone o dei beni in essa contenuti.

Requisito di sicurezza agli *stati limite di esercizio (SLE)*, ovvero, la capacità della struttura nel resistere ad azioni che non determinano in essa stati di plasticizzazione locali, ossia la struttura assolve il suo compito rimanendo nel campo di deformazioni reversibili.

Requisito di sicurezza nei confronti di *azioni eccezionali*, ossia, la capacità di non subire danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti l'azione eccezionale quali incendio, esplosioni, urti.

Il superamento di uno *stato limite ultimo* ha carattere irreversibile e si definisce collasso. Il superamento di uno *stato limite di esercizio* può avere carattere reversibile o irreversibile.

Inoltre, come vedremo successivamente nel *capitolo 3*, per i *carichi sismici* esiste un'ulteriore suddivisione degli *stati limite ultimi e di esercizio*; per gli *stati limite ultimi* esistono lo *stato limite di salvaguardia della vita (SLV)* e lo *stato limite di prevenzione del collasso (SLC)*; per gli *stati limite di esercizio* esistono lo *stato limite di operatività (SLO)* e lo *stato limite di danno (SLD)*.

La durabilità, definita come conservazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali e delle strutture, proprietà essenziale affinché i livelli di sicurezza vengano mantenuti durante tutta la vita dell'opera, deve essere garantita attraverso una

opportuna scelta dei materiali e un opportuno dimensionamento delle strutture, comprese le eventuali misure di protezione e manutenzione.

I prodotti ed i componenti utilizzati per le opere strutturali devono essere chiaramente identificati in termini di caratteristiche meccanico-fisico-chimiche indispensabili alla valutazione della sicurezza e dotati di idonea qualificazione.

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.

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, sistemi e 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 normative di comprovata validità.

I principali effetti riscontrabili al raggiungimento degli **Stati Limite Ultimi (SLU)**, sono:

- a) perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte;
- b) spostamenti o deformazioni eccessive;
- c) raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti, fondazioni o della struttura nel suo insieme.
- d) rottura di membrature e collegamenti per fatica o per altri effetti dipendenti dal tempo;
- e) instabilità di parti della struttura o del suo insieme;

Altri stati limite ultimi sono considerati in relazione alle specificità delle singole opere.

I principali effetti riscontrabili al raggiungimento degli **Stati Limite di Esercizio (SLE)**, sono:

- a) deformazioni locali tali che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
- b) spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
- c) spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;
- d) vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione;
- e) danni per fatica che possano compromettere la durabilità;
- f) corrosione e/o eccessivo degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione;

Altri stati limite sono considerati in relazione alle specificità delle singole opere.

Le opere strutturali devono essere verificate:

- per gli *stati limite ultimi* che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni;
- per gli *stati limite di esercizio* definiti in relazione alle prestazioni attese.

Le verifiche di sicurezza delle opere devono essere contenute nei documenti di progetto, con riferimento alle prescritte caratteristiche meccaniche dei materiali e alla caratterizzazione geotecnica del terreno, dedotta in base a specifiche indagini.

La struttura deve essere verificata nelle fasi intermedie, tenuto conto del processo costruttivo; le verifiche per queste situazioni transitorie sono generalmente condotte nei confronti dei soli *stati limite ultimi*.

Per le opere per le quali nel corso dei lavori si manifestino situazioni significativamente difformi da quelle di progetto occorre effettuare le relative necessarie verifiche.

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura.

I principali *stati limite ultimi*, trattati nelle *NTC*, di interesse per il presente lavoro sono:

- Lo *stato limite di equilibrio*, **EQU**, considera la struttura, il terreno o l'insieme terreno-struttura come corpi rigidi. Questo stato limite è da prendersi a riferimento, ad esempio, per le verifiche del ribaltamento dei muri di sostegno.
- Lo *stato limite di resistenza della struttura*, **STR**, che riguarda anche gli elementi di fondazione e di sostegno del terreno, è da prendersi a riferimento per tutti i dimensionamenti strutturali. Nei casi in cui le azioni sulle strutture siano esercitate dal terreno, si deve far riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici.

La *Tabella (2.1-1)*, fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (**EQU**) si utilizzano i coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni riportati nella colonna **EQU** della tabella sopra citata; nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (**STR**) si utilizzano i coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni riportati nella colonna **STR**.

		Coefficiente γ_F	EQU	STR
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5
⁽¹⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.				

Tabella 2.1-1 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

Nella *Tabella (2.1-1)* il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;

γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\gamma_P = 1,0$.

2.2 Vita nominale di una struttura

La *vita nominale* V_N di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella *Tabella (2.2-1)* e deve essere precisata nei documenti di progetto.

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

¹ Le verifiche sismiche di opere provvisorie o strutture in fase costruttiva possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni.

Tabella 2.2-1 – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

Per ciò che concerne le azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

- **Classe I:** Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- **Classe II:** Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in *Classe d'uso III* o in *Classe d'uso IV*, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

- **Classe III:** Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in *Classe d'uso IV*. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- **Classe IV:** Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al *D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade"*, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Definite le classi d'uso, per quanto riguarda l'azione sismica, riveste notevole importanza il *periodo di riferimento* di una costruzione V_R , in cui si assume che la legge di ricorrenza di un evento sismico sia un processo *Poissoniano* che si verifica nell'arco della vita nominale della struttura. Il *periodo di riferimento* V_R è definito come:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

I valori di V_R in funzione di V_N e C_U , dove C_U è la *classe d'uso*, sono tabellati nella *Tabella (2.2-2)*, secondo le tre tipologie di costruzioni di *Tabella (2.2-1)*:

VITA NOMINALE V_N	VALORI DI V_R			
	CLASSE D'USO			
	I	II	III	IV
≤ 10	35	35	35	35
≥ 50	≥ 35	≥ 50	≥ 75	≥ 100
≥ 100	≥ 70	≥ 100	≥ 150	≥ 200

Tabella 2.2-2 – Valori di V_R in funzione di V_N e di C_U

Per assicurare alle costruzioni un livello di sicurezza antisismica minimo irrinunciabile le **NTC** impongono, se $V_R \leq 35$ anni, di assumere comunque $V_R = 35$ anni.

2.3 Combinazione delle azioni

Nel presente paragrafo si classificano le azioni agenti sulla struttura, che poi saranno viste in dettaglio nel *paragrafo 3.1*, per definire le combinazioni tra le azioni in funzione degli stati limite considerati.

Le azioni, classificate secondo la variazione della loro intensità nel tempo, si suddividono in azioni *permanenti (G)*, *variabili (Q)*, *eccezionali (A)*, *sismiche (E)*.

Si definisce valore caratteristico Q_k di un'azione variabile il valore corrispondente ad un frattile pari al 95% della popolazione dei massimi, in relazione al periodo di riferimento dell'azione variabile stessa.

Nella definizione delle combinazioni delle azioni che possono agire contemporaneamente, i termini Q_{k_j} rappresentano le azioni variabili della combinazione, con Q_{k_1} azione variabile dominante e Q_{k_2}, Q_{k_3}, \dots azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante.

Le azioni variabili Q_{k_j} vengono combinate con i coefficienti di combinazione ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} , i cui valori sono forniti nella *Tabella (2.3-1)*, per edifici civili e industriali correnti.

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

Tabella 2.3-1 - Valori dei coefficienti di combinazione

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

- *valore quasi permanente* $\psi_{2j} \cdot Q_{k_j}$:

la media della distribuzione temporale dell'intensità;

- *valore frequente* $\psi_{1j} \cdot Q_{kj}$:

il valore corrispondente al frattile 95% della distribuzione temporale dell'intensità e cioè che è superato per una limitata frazione del periodo di riferimento;

- *valore raro (o di combinazione)* $\psi_{0j} \cdot Q_{kj}$:

il valore di durata breve ma ancora significativa nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili.

Nel caso in cui la caratterizzazione stocastica dell'azione considerata non sia disponibile, si può assumere il valore nominale.

Nel seguito sono indicati con pedice k i valori caratteristici; senza pedice k i valori nominali.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- *Combinazione fondamentale*, generalmente impiegata per gli *stati limite ultimi* (SLU), per i valori dei coefficienti parziali di sicurezza $\gamma_{G1}, \gamma_{G2}, \gamma_P, \gamma_{Qi}$ vedere la *Tabella (2.2-2)* nel *paragrafo 2.2*:

$$\gamma_{G1} \cdot \mathbf{G}_1 + \gamma_{G2} \cdot \mathbf{G}_2 + \gamma_P \cdot \mathbf{P} + \gamma_{Q1} \cdot \mathbf{Q}_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot \mathbf{Q}_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot \mathbf{Q}_{k3} + \dots$$

- *Combinazione caratteristica* (rara), generalmente impiegata per gli *stati limite di esercizio* (SLE) *irreversibili*, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:

$$\mathbf{G}_1 + \mathbf{G}_2 + \mathbf{P} + \mathbf{Q}_{k1} + \psi_{02} \cdot \mathbf{Q}_{k2} + \psi_{03} \cdot \mathbf{Q}_{k3} + \dots$$

- *Combinazione frequente*, generalmente impiegata per gli *stati limite di esercizio* (SLE) *reversibili*:

$$\mathbf{G}_1 + \mathbf{G}_2 + \mathbf{P} + \psi_{11} \cdot \mathbf{Q}_{k1} + \psi_{22} \cdot \mathbf{Q}_{k2} + \psi_{23} \cdot \mathbf{Q}_{k3} + \dots$$

- *Combinazione quasi permanente* (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$\mathbf{G}_1 + \mathbf{G}_2 + \mathbf{P} + \psi_{21} \cdot \mathbf{Q}_{k1} + \psi_{22} \cdot \mathbf{Q}_{k2} + \psi_{23} \cdot \mathbf{Q}_{k3} + \dots$$

- *Combinazione sismica*, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica \mathbf{E} (*paragrafo 3.5*):

$$\mathbf{E} + \mathbf{G}_1 + \mathbf{G}_2 + \mathbf{P} + \psi_{21} \cdot \mathbf{Q}_{k1} + \psi_{22} \cdot \mathbf{Q}_{k2} + \dots$$

- *Combinazione eccezionale*, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto \mathbf{A}_d :

$$\mathbf{G}_1 + \mathbf{G}_2 + \mathbf{P} + \mathbf{A}_d + \psi_{21} \cdot \mathbf{Q}_{k_1} + \psi_{22} \cdot \mathbf{Q}_{k_2} + \dots$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omissi i carichi \mathbf{Q}_{k_j} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi \mathbf{G} . Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.).

Nelle formule sopra riportate il simbolo + vuol dire *combinato con*.

2.4 Verifica agli stati limite

In questo paragrafo sono normati i criteri del metodo *semiprobabilistico agli stati limite*, adottati per la valutazione della sicurezza delle costruzioni, basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza, applicabili nella generalità dei casi; tale metodo è detto di *primo livello*. Per opere di particolare importanza si possono adottare metodi di *livello superiore*, tratti da documentazione tecnica di comprovata validità.

Nel metodo *semiprobabilistico agli stati limite*, 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} , rispettivamente, come il frattile inferiore delle *resistenze* e il frattile (superiore o inferiore) delle *azioni* che minimizzano la sicurezza.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli *stati limite ultimi* di resistenza si effettua con il “*metodo dei coefficienti parziali*” di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

dove

R_d è la *resistenza* di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle *azioni*, valutato in base ai valori di progetto $F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{Fj}$ delle azioni come indicato nel *paragrafo 2.3*, o direttamente $E_{dj} = E_{kj} \cdot \gamma_{Ej}$.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli *stati limite di esercizio* si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

2.4.1 Stato limite esercizio

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 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.

2.4.2 Stato limite ultimo

Gli *stati limite ultimi* da verificare, 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.

2.5 Verifica di strutture in acciaio

2.5.1 Materiali

I materiali e i prodotti devono rispondere ai requisiti di idoneità ed essere *identificati, qualificati ed accettati* secondo normativa

Gli acciai di uso generale laminati a caldo in profilati, barre, larghi piatti, lamiere e profilati cavi (anche tubi saldati provenienti da nastri laminati a caldo) devono appartenere ai gradi da *S235* ad *S460* compresi e le loro caratteristiche devono essere conformi alle norme armonizzate della serie *UNI EN 10025* (per i laminati), *UNI EN 10210* (per i tubi senza saldatura) e *UNI EN 10219-1* (per i tubi saldati), recanti la Marcatura *CE*, cui si applica il sistema di attestazione della conformità.

Per gli acciai di cui alle norme armonizzate precedentemente discusso, in assenza di specifici studi statistici di documentata affidabilità, ed in favore di sicurezza, per i valori delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk} da utilizzare nei calcoli si assumono i valori nominali $f_y = R_{eH}$ e $f_t = R_m$ riportati nelle relative norme di prodotto.

In sede di progettazione, per gli acciai di cui alle norme europee *EN 10025*, *EN 10210* ed *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:

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [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 N/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
S 355 W	355	510	335	490

Tabella 2.5-1 - Tensioni di snervamento e di rottura per laminati a caldo con profili a sezione aperta

Per le applicazioni nelle zone dissipative delle costruzioni soggette ad azioni sismiche sono richiesti ulteriori requisiti che si possono riassumere in:

- per gli acciai da carpenteria il rapporto fra i valori caratteristici della tensione di rottura f_{tk} (nominale) e la tensione di snervamento f_{yk} (nominale) deve essere maggiore di 1.2 e l'allungamento a rottura A , misurato su provino standard, deve essere non inferiore al 20%;
- la tensione di snervamento massima $f_{y,max}$ deve risultare $f_{y,max} \leq 1.2 \cdot f_{yk}$;
- i collegamenti bullonati devono essere realizzati con bulloni ad alta resistenza di classe 8.8 o 10.9.

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

Tabella 2.5-2 – Coefficienti di sicurezza dei materiali

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40$ mm		40 mm $< t \leq 80$ mm	
	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [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	490	335	470
S 420 NH/NLH	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
UNI EN 10219-1				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S460 MH/MLH	460	530		

Tabella 2.5-3 - Tensioni di snervamento e di rottura per laminati a caldo con profili a sezione cava

2.5.2 Analisi strutturale

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.

2.5.2.1 Classificazione delle sezioni

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

$$C_\theta = \vartheta_r / \vartheta_y - 1$$

essendo ϑ_r e ϑ_y le curvature corrispondenti rispettivamente al raggiungimento della deformazione ultima ed allo snervamento.

Si distinguono le seguenti *classi di sezioni*:

Classe 1 quando 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 $C_\theta \geq 3$;

Classe 2 quando 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 $C_\theta \geq 1,5$;

Classe 3 quando 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 quando, 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 e 2 si definiscono *compatte*, quelle di classe 3 *moderatamente snelle* e quelle di classe 4 *snelle*.

La classe di una sezione composta corrisponde al valore di classe più alto tra quelli dei suoi elementi componenti.

2.5.2.2 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 tipo compatto, cioè di classe 1 e 2.

Metodo elasto-plastico (EP)

Si assumono legami costitutivi tensione-deformazione del materiale di tipo bilineare o più complessi. Il metodo può applicarsi a qualsiasi tipo di sezione.

2.5.2.3 Metodi di analisi globale

L'analisi globale della struttura può essere condotta con uno dei seguenti metodi:

Metodo elastico (E)

Si valutano gli effetti delle azioni nell'ipotesi che il legame tensione-deformazione del materiale sia indefinitamente lineare.

Il metodo è applicabile a strutture composte da sezioni di classe qualsiasi.

La resistenza delle sezioni può essere valutata con il metodo elastico, plastico o elasto-plastico per le sezioni compatte (classe 1 o 2), con il metodo elastico o elasto-plastico per le sezioni snelle (classe 3 o 4).

Metodo plastico (P)

Gli effetti delle azioni si valutano trascurando la deformazione elastica degli elementi strutturali e concentrando le deformazioni plastiche nelle sezioni di formazione delle cerniere plastiche.

Il metodo è applicabile a strutture interamente composte da sezioni di classe 1.

Metodo elasto-plastico (EP)

Gli effetti delle azioni si valutano introducendo nel modello il legame momento-curvatura delle sezioni ottenuto considerando un legame costitutivo tensione-deformazione di tipo bilineare o più complesso.

Il metodo è applicabile a strutture composte da sezioni di classe qualsiasi.

2.5.2.4 Effetti delle deformazioni

In generale, è possibile effettuare:

- l'analisi del primo ordine, imponendo l'equilibrio sulla configurazione iniziale della struttura,
- l'analisi del secondo ordine, imponendo l'equilibrio sulla configurazione deformata della struttura.

L'analisi globale può condursi con la teoria del primo ordine nei casi in cui possano ritenersi trascurabili gli effetti delle deformazioni sull'entità delle sollecitazioni, sui fenomeni di instabilità e su qualsiasi altro rilevante parametro di risposta della struttura.

Tale condizione si può assumere verificata se risulta soddisfatta la seguente relazione:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \quad \text{per l'analisi elastica}$$
$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \quad \text{per l'analisi plastica}$$

dove α_{cr} è il moltiplicatore dei carichi applicati che induce l'instabilità globale della struttura, F_{Ed} è il valore dei carichi di progetto e F_{cr} è il valore del carico instabilizzante calcolato considerando la rigidezza iniziale elastica della struttura.

2.6 Confronto tra i metodi di verifica alle tensioni ammissibili e agli stati limite

Nel presente paragrafo si confrontano in maniera approssimativa i metodi di verifica alle *tensioni ammissibili* e la verifica agli *stati limite*.

Il metodo di calcolo alle *tensioni ammissibili* è un metodo di verifica strutturale di tipo *deterministico*.

Poiché si utilizza una legge costitutiva $\sigma - \varepsilon$ del materiale lineare, la verifica di una sezione viene eseguita sulle tensioni e non sulle deformazioni.

Fissato il valore caratteristico del materiale (f_{yk} per l'acciaio), si riesce a calcolare le tensioni ammissibili del materiale $\sigma_{s,amm}$. Da un'analisi strutturale di tipo lineare (ad es. utilizzando il metodo degli elementi finiti) si calcolano le sollecitazioni agenti sulla struttura, da cui è possibile individuare le sezioni più sollecitate e, di conseguenza, le massime tensioni agenti su di esse.

Il passo finale consiste nel verificare che la tensione massima agente sulla sezione più sollecitata sia inferiore alla tensione ammissibile prestabilita, secondo le seguenti disequaglianze:

$$\sigma_{max} < \sigma_{amm}$$

$$\tau_{max} < \tau_{amm}$$

Per quanto visto, nel metodo delle tensioni ammissibili il coefficiente di sicurezza è applicato tutto alla resistenza.

Riesprimendo il metodo delle *tensioni ammissibili*, si ha:

$$E_d = E_k$$

$$R_d = R_k/\gamma_m$$

In questo caso la condizione di verifica (equivalente alla disequaglianza sopra riportata) diviene:

$$E_k < R_k/\gamma_m$$

Come già esposto precedentemente, il metodo degli *stati limite*, di tipo semiprobabilistico, introduce due distinti coefficienti di sicurezza, uno per i carichi e uno per le resistenze, in modo da tener conto delle aleatorietà presenti su tali dati:

$$E_d = E_k \cdot \gamma_f$$

$$R_d = R_k/\gamma_m$$

La verifica è soddisfatta se:

$$E_k \cdot \gamma_f < R_k/\gamma_m$$

Per sezioni paragonabili, nonostante le differenze concettuali che sussistono tra i due metodi di calcolo, si ottengono generalmente risultati non eccessivamente diversi dal punto di vista delle dimensioni e dei costi di realizzazione.

Tali corrispondenze possono essere, in realtà, giustificate dalla particolare scelta dei coefficienti adottati nel metodo degli stati limite. Nella prima fase del metodo, infatti, tali coefficienti vengono "tarati" sulla base dei risultati ottenuti mediante il metodo delle tensioni ammissibili, già da tempo largamente utilizzato nella pratica tecnica.

La sempre migliore sistematizzazione del metodo agli stati limite, fa tuttavia discostare sempre più i risultati dei due metodi, spingendo a preferirlo rispetto al metodo delle tensioni ammissibili perché meglio aderente al comportamento e alle capacità dei materiali.

Capitolo 3 – Azioni sulla struttura

3.1 Classificazione delle azioni

Si definisce azione ogni causa o insieme di cause capace di indurre stati limite in una struttura.

Le azioni vengono classificate in base a come si *esplicano*:

- a. *dirette*: forze concentrate, carichi distribuiti, fissi o mobili;
- b. *indirette*: spostamenti impressi, variazioni di temperatura e di umidità, ritiro, precompressione, cedimenti di vincolo, ecc.
- c. *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.

Le azioni classificate in base alla *risposta strutturale*:

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

Le azioni classificate secondo *la variazione della loro intensità nel tempo*:

- a. *permanenti (G)*: azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo:
 - 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 imposti, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;
 - pretensione e precompressione (P);
 - ritiro e viscosità;
 - spostamenti differenziali;
- b. *variabili (Q)*: azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
 - *di lunga durata*: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
 - *di breve durata*: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- c. *eccezionali (A)*: azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;
 - incendi;
 - esplosioni;
 - urti ed impatti;
- d. *sismiche (E)*: azioni derivanti dai terremoti.

3.2 Carichi permanenti e carichi variabili

3.2.1 Carichi permanenti

Sono considerati **carichi permanenti** non strutturali i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione, quali quelli relativi a tamponature esterne, divisori interni, massetti, isolamenti, pavimenti e rivestimenti del piano di calpestio, intonaci, controsoffitti, impianti ed altro, ancorché in qualche caso sia necessario considerare situazioni transitorie in cui essi non siano presenti.

Essi devono essere valutati sulla base delle dimensioni effettive delle opere e dei pesi dell'unità di volume dei materiali costituenti. In linea di massima, in presenza di orizzontamenti anche con orditura unidirezionale ma con capacità di ripartizione trasversale, i carichi permanenti portati ed i carichi variabili potranno assumersi, per la verifica d'insieme, come uniformemente ripartiti.

In caso contrario, occorre valutarne le effettive distribuzioni. I tramezzi e gli impianti leggeri di edifici per abitazioni e uffici possono assumersi, in genere, come carichi equivalenti distribuiti, purché i solai abbiano adeguata capacità di ripartizione trasversale.

3.2.2 Carichi variabili

I **carichi variabili** comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- carichi verticali uniformemente distribuiti $q_k \left[\frac{kN}{m^2} \right]$,
- carichi verticali concentrati $Q_k [kN]$,
- carichi orizzontali lineari $H_k \left[\frac{kN}{m} \right]$.

I valori nominali e/o caratteristici q_k , Q_k ed H_k sono riportati nella *Tabella(3.2-1)*. Tali valori sono comprensivi degli effetti dinamici ordinari, purché non vi sia rischio di risonanza delle strutture.

I *carichi verticali concentrati* Q_k formano oggetto di verifiche locali distinte e non vanno sovrapposti ai corrispondenti carichi verticali ripartiti; essi devono essere applicati su impronte di carico appropriate all'utilizzo ed alla forma dell'orizzontamento; in assenza di precise indicazioni può essere considerata una forma dell'impronta di carico quadrata

pari a $50 \times 50 \text{ mm}$, salvo che per le rimesse ed i parcheggi, per i quali i carichi si applicano su due impronte di $200 \times 200 \text{ mm}$, distanti assialmente di $1,80 \text{ m}$.

I valori riportati nella *Tabella (3.2-1)* sono riferiti a condizioni di uso corrente delle rispettive categorie. Altri regolamenti potranno imporre valori superiori, in relazione ad esigenze specifiche.

In presenza di carichi atipici (quali macchinari, serbatoi, depositi interni, impianti, ecc.) le intensità devono essere valutate caso per caso, in funzione dei massimi prevedibili: tali valori dovranno essere indicati esplicitamente nelle documentazioni di progetto e di collaudo statico.

I *carichi variabili orizzontali (lineari)* indicati nella *Tabella (3.2-1)*, devono essere utilizzati per verifiche locali e non si sommano ai carichi utilizzati nelle verifiche dell'edificio nel suo insieme.

I *carichi orizzontali lineari H_k* devono essere applicati a pareti (alla quota di $1,20 \text{ m}$ dal rispettivo piano di calpestio) ed a parapetti o mancorrenti (alla quota del bordo superiore).

In proposito deve essere precisato che tali verifiche locali riguardano, in relazione alle condizioni d'uso, gli elementi verticali bidimensionali quali tramezzi, pareti, tamponamenti esterni, comunque realizzati, con esclusione di divisori mobili (che comunque devono garantire sufficiente stabilità in esercizio).

Il soddisfacimento della prescrizione può essere documentato anche per via sperimentale, e comunque mettendo in conto i vincoli che il manufatto possiede e tutte le risorse che il tipo costruttivo consente.

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	Uffici. Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	3,00 4,00 5,00	2,00 4,00 5,00	1,00 2,00 3,00
D	Ambienti ad uso commerciale. Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale. Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	≥ 6,00 -	6,00 -	1,00* -
F-G	Rimesse e parcheggi. Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	2,50 -	2 x 10,00 -	1,00** -
H	Coperture e sottotetti Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0,50 - -	1,20 - -	1,00 - -
* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati				
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso				

Tabella 3.2-1 – Valori dei carichi di esercizio per le diverse categorie di edifici

3.3 Carichi dovuti all'azione del vento

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti. Peraltro, 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 e che tengano conto della dinamica del sistema.

La velocità di riferimento V_b è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II, vedi *Tabella (3.3-1)*, mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni.

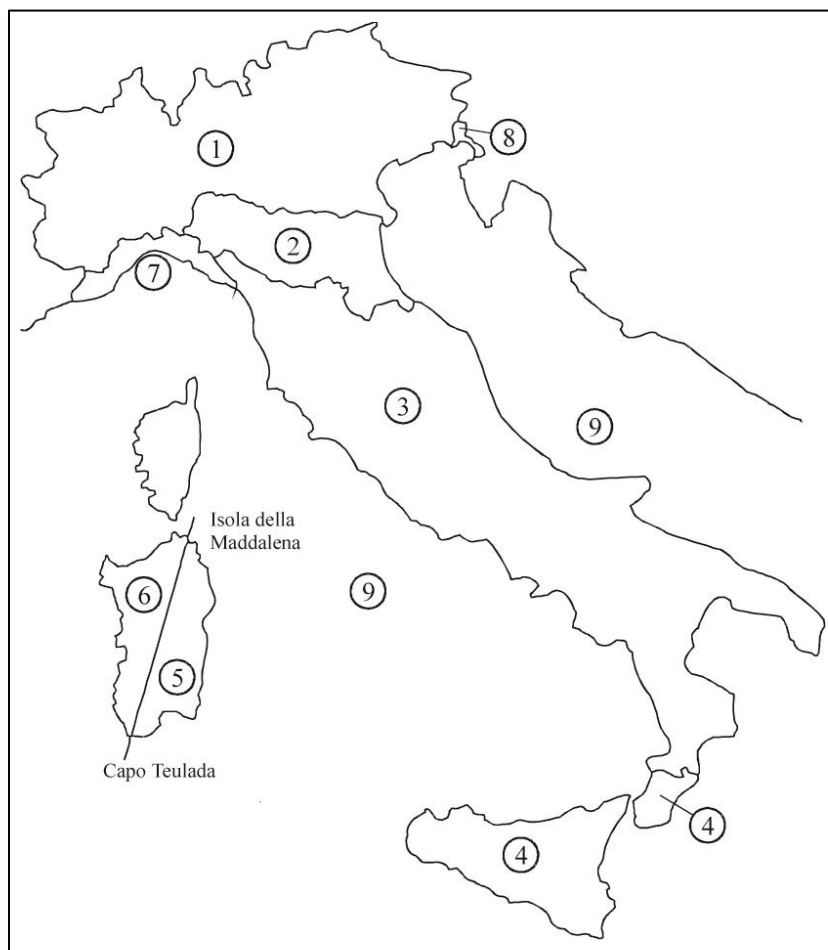


Figura 3.3.1 – Mappa del vento delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

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

$$\begin{aligned} V_b &= V_{b,0} && \text{per } a_s \leq a_0 \\ V_b &= V_{b,0} + k_a \cdot (a_s - a_0) && \text{per } a_0 \leq a_s \leq 1500 \text{ m} \end{aligned}$$

dove:

$V_{b,0}$, a_0 , k_a sono parametri forniti nella *Tabella (3.3-1)* e legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame, in funzione delle zone definite in *Figura(3.3.1)*;

a_s è l'altitudine sul livello del mare (in *m*) del sito ove sorge la costruzione.

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

Tabella 3.3-1 – Valori dei parametri $V_{b,0}$; a_0 ; k_a

Per altitudini superiori a *1500 m* sul livello del mare si potrà fare riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione. I valori della velocità di riferimento possono essere ricavati da dati supportati da opportuna documentazione o da indagini statistiche adeguatamente comprovate. Fatte salve tali valutazioni, comunque raccomandate in prossimità di vette e crinali, i valori utilizzati non dovranno essere minori di quelli previsti per *1500 m* di altitudine.

In mancanza di indagini statistiche adeguate, la **velocità di riferimento del vento** $V_b(T_R)$ riferita ad un generico periodo di ritorno T_R può essere valutata, nel campo compreso tra *10* e *500 anni*, con l'espressione

$$V_b(T_R) = \alpha_R \cdot V_b$$

dove:

V_b è la velocità di riferimento del vento associata a un periodo di ritorno di *50 anni*;

α_R è un coefficiente fornito dalla *Figura (3.3.2)*, alla quale corrisponde l'espressione:

$$\alpha_R = 0.75 \cdot \sqrt{1 - 0.2 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}$$

dove T_R è espresso in anni.

Per valori più elevati di T_R si ricorrerà ad indagini specifiche od a documentazione di comprovata affidabilità.

Le azioni statiche 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 sul singolo elemento viene determinata considerando la combinazione più gravosa della pressione agente sulla superficie esterna e della pressione agente sulla superficie interna dell'elemento.

Nel caso di costruzioni o elementi di grande estensione, si deve inoltre tenere conto delle azioni tangenti esercitate dal vento. L'azione d'insieme esercitata dal vento su una

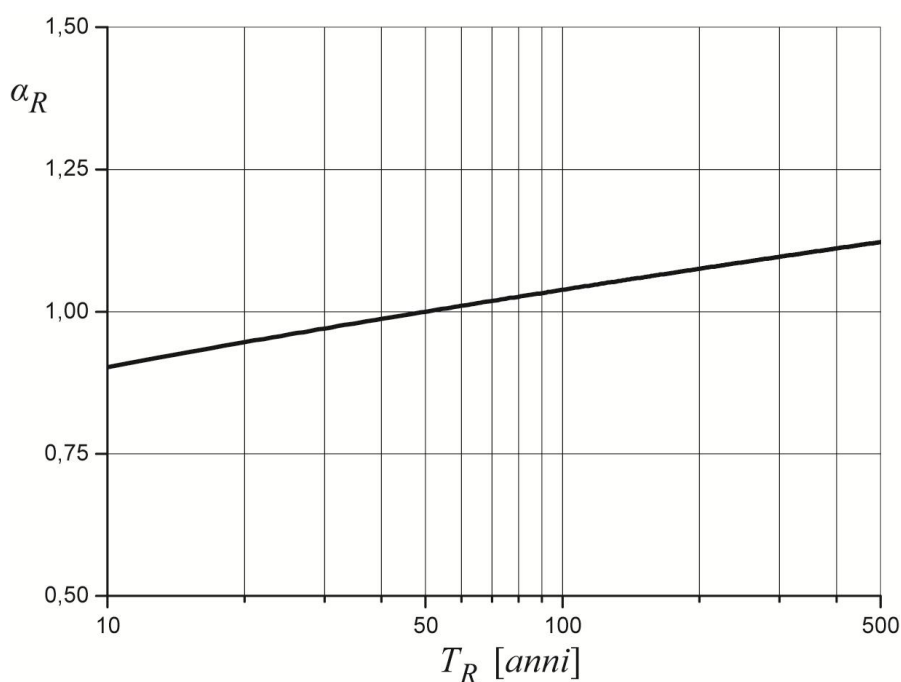


Figura 3.3.2 - Valori del coefficiente α_R in funzione del periodo di ritorno T_R

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.

La **pressione del vento** p è data dall'espressione:

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

dove:

q_b è la *pressione cinetica di riferimento*;

c_e è il *coefficiente di esposizione*;

c_p è il *coefficiente di forma* (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento;

c_d è il *coefficiente dinamico* con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

L'**azione tangente** per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione:

$$p_f = q_b \cdot c_e \cdot c_f$$

dove:

c_f è il *coefficiente d'attrito*, funzione della scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

q_b è la *pressione cinetica di riferimento* data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2 \quad \left[\frac{N}{m^2} \right]$$

in cui:

V_b è la velocità di riferimento del vento $\left[\frac{m}{s} \right]$;

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a $1,25 \left[\frac{kg}{m^3} \right]$.

c_e è il *coefficiente di esposizione* che dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione.

In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200 \text{ m}$, esso è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

dove c_t è il *coefficiente di topografia*, mentre k_r , z_0 , z_{min} sono assegnati in *Tabella (3.3-2)* in funzione della categoria di esposizione del sito dove sorge la costruzione;

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

Tabella 3.3-2 – Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione c_e

Il *coefficiente di topografia* c_t è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane. In questo caso, la *Figura(3.3.3)* riporta le leggi di variazione di c_e per le diverse categorie di esposizione. Nel caso di costruzioni ubicate presso la sommità di colline o pendii isolati, il coefficiente di topografia c_t può essere valutato dal progettista con analisi più approfondite.

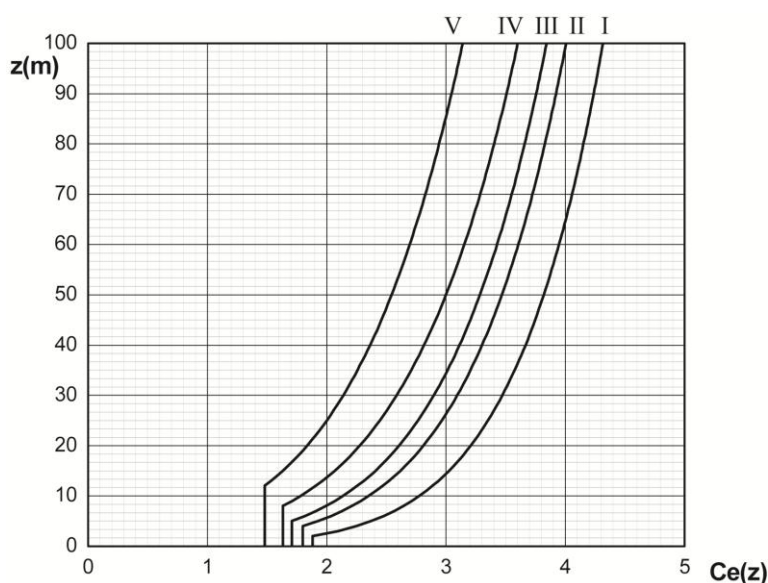


Figura 3.3.3 - Andamento del coefficiente di esposizione c_e con la quota (per $c_t=1$)

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

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

Tabella 3.3-3 – Classi di rugosità del terreno

In mancanza di analisi specifiche, la categoria di esposizione è assegnata nella Figura(3.3.4) in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno definita in Tabella(3.3-3). Nelle fasce entro i 40 km dalla costa delle zone 1, 2, 3, 4, 5 e 6, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

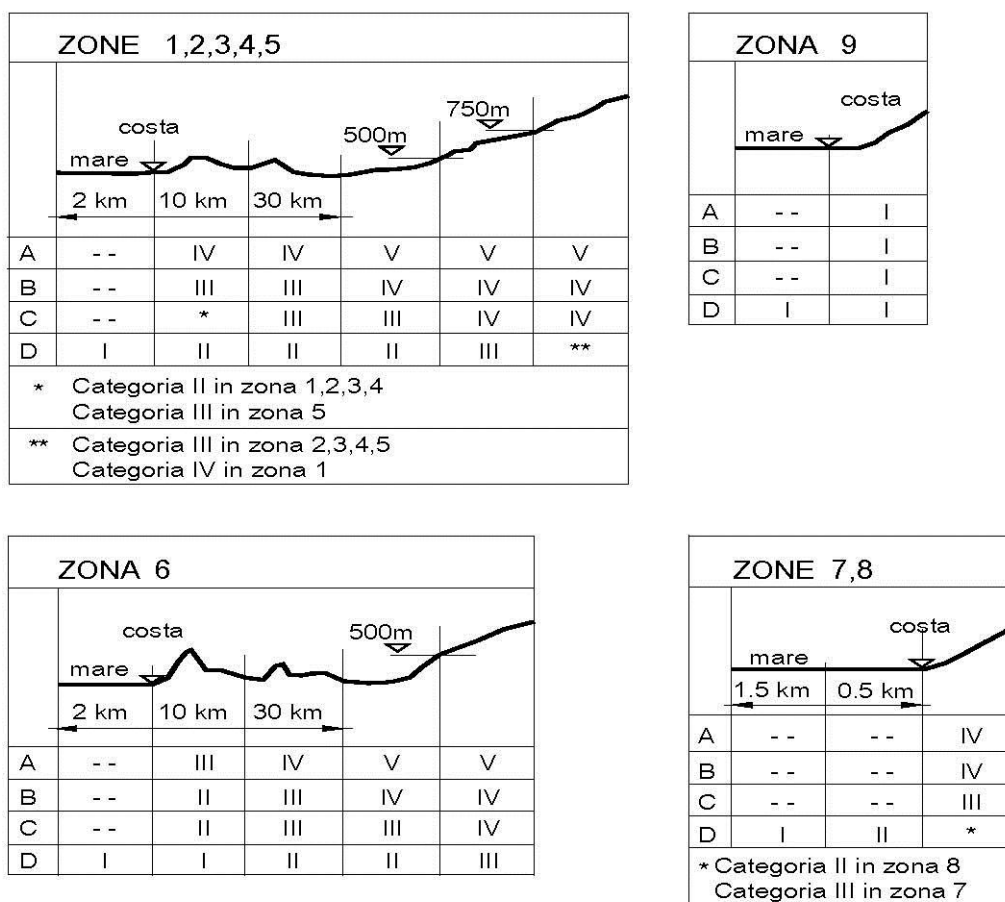


Figura 3.3.4 – Definizione delle categorie di esposizione

3.4 Carichi dovuti alla neve

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

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

dove:

q_s è il *carico neve sulla copertura* e dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona.;

μ_i è il *coefficiente di forma della copertura*;

q_{sk} è il *valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo* $\left[\frac{kN}{m^2}\right]$;

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.

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 in *Tabella (3.4-1)*. Se non diversamente indicato, si assumerà $C_E = 1$.

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Tabella 3.4-1 – Valori di C_E per diverse classi di topografia

Il *coefficiente termico* C_t può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione.

Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1$.

Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona.

L'altitudine di riferimento a_s è la quota del suolo sul livello del mare nel sito di realizzazione dell'edificio. I valori caratteristici minimi del carico della neve al suolo sono quelli riportati nel seguito, con riferimento alla figura sottostante:

Zona I - Alpina

$$q_{sk} = 1.50 \frac{kN}{m^2} \text{ con } a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 1.39 \cdot \left[1 + \left(\frac{a_s}{728} \right)^2 \right] \frac{kN}{m^2} \text{ con } a_s > 200 \text{ m}$$

Zona I – Mediterranea

$$q_{sk} = 1.50 \frac{kN}{m^2} \text{ con } a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 1.35 \cdot \left[1 + \left(\frac{a_s}{602} \right)^2 \right] \frac{kN}{m^2} \text{ con } a_s > 200 \text{ m}$$

Zona II

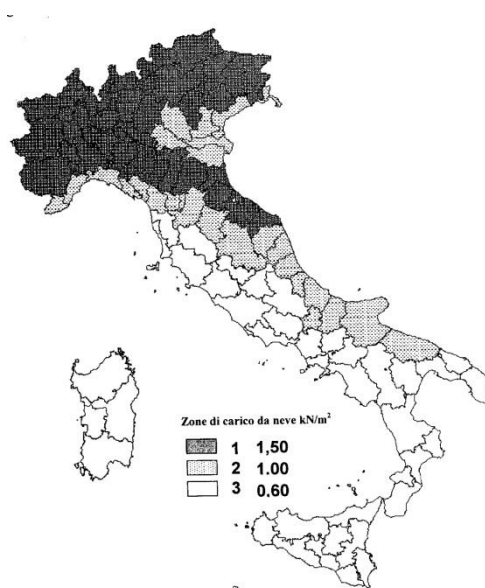
$$q_{sk} = 1.00 \frac{kN}{m^2} \text{ con } a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 0.85 \cdot \left[1 + \left(\frac{a_s}{481} \right)^2 \right] \frac{kN}{m^2} \text{ con } a_s > 200 \text{ m}$$

Zona III

$$q_{sk} = 0.60 \frac{kN}{m^2} \text{ con } a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 0.51 \cdot \left[1 + \left(\frac{a_s}{481} \right)^2 \right] \frac{kN}{m^2} \text{ con } a_s > 200 \text{ m}$$



Per ciò che concerne il carico neve sulle coperture, devono essere considerate le due seguenti principali disposizioni di carico:

- carico da neve depositata in *assenza di vento*;
- carico da neve depositata in *presenza di vento*.

In generale saranno usati i *coefficienti di forma* μ_i per il carico neve contenuti nel presente paragrafo, dove vengono indicati i relativi valori nominali essendo α , espresso in gradi sessagesimali, l'angolo formato dalla falda con l'orizzontale.

I *valori del coefficiente di forma* μ_1 , riportati in *Tabella (3.4-2)* si riferiscono alle *coperture ad una o due falde*.

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

Tabella 3.4-2 – Valori del coefficiente di forma

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 di comprovata validità. Si assume che la neve non sia impedita di scivolare.

Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera o altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo α .

Nelle coperture a più falde per il caso di neve depositata in assenza di vento si deve considerare la condizione denominata *Caso(i)*, riportata nella *Figura (3.4.1)*.

Per il caso di neve depositata in presenza di vento si deve considerare la condizione denominata *Caso(ii)*, riportata nella *Figura (3.4.1)*.

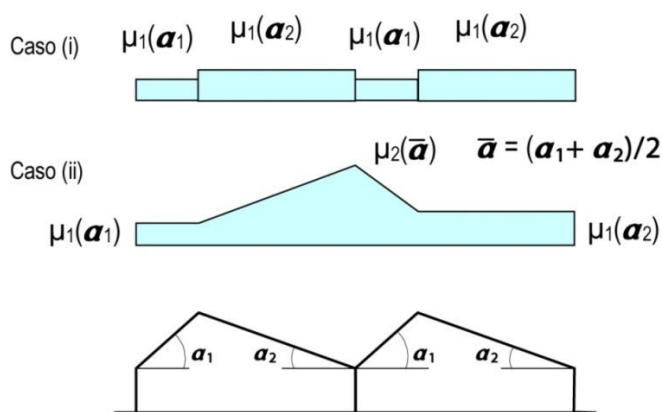


Figura 3.4.1 – Coefficiente di forma per il carico neve – coperture a più falde

Nel caso di *coperture cilindriche* si assume che la neve non sia impedita di scivolare.

Per il caso di carico da neve depositata in assenza di vento si deve considerare la condizione denominata *Caso (i)*, riportata in *Figura (3.4.2)*.

Per il caso di carico da neve depositata in presenza di vento si deve considerare la condizione denominata *Caso (ii)*, riportata in *Figura (3.4.2)*.

I valori dei coefficienti di forma sono dati dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned} \text{per } \beta > 60^\circ, & \quad \mu_3 = 0 \\ \text{per } \beta \leq 60^\circ, & \quad \mu_3 = 0,2 + 10 \cdot h/b, \text{ con } \mu_3 \leq 2 \end{aligned}$$

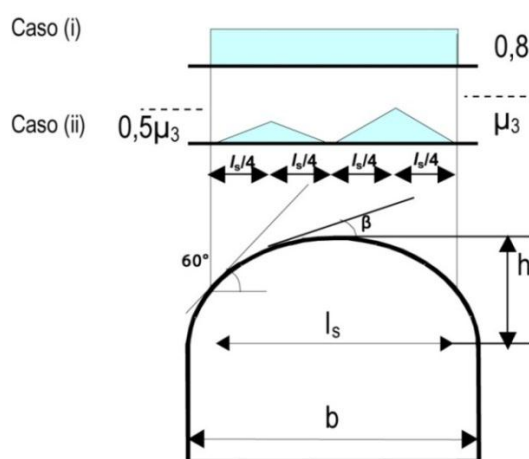


Figura 3.4.2 – Coefficiente di forma per il carico neve – coperture cilindriche

Se sono presenti *coperture adiacenti* o *edifici più alti nelle vicinanze*, per il caso di neve depositata in assenza di vento si dovrà considerare la condizione denominata *Caso (i)* nella *Figura (3.4.3)*.

Per il caso di carico da neve depositata in presenza di vento, si dovranno considerare gli effetti dei possibili accumuli causati dai due fenomeni seguenti:

- scivolamento della neve dalla copertura posta a quota superiore;
- deposito della neve nella zona di “ombra aerodinamica”.

La condizione di carico conseguente ai fenomeni di cui sopra è denominata *Caso (ii)* nella *Figura (3.4.3)*.

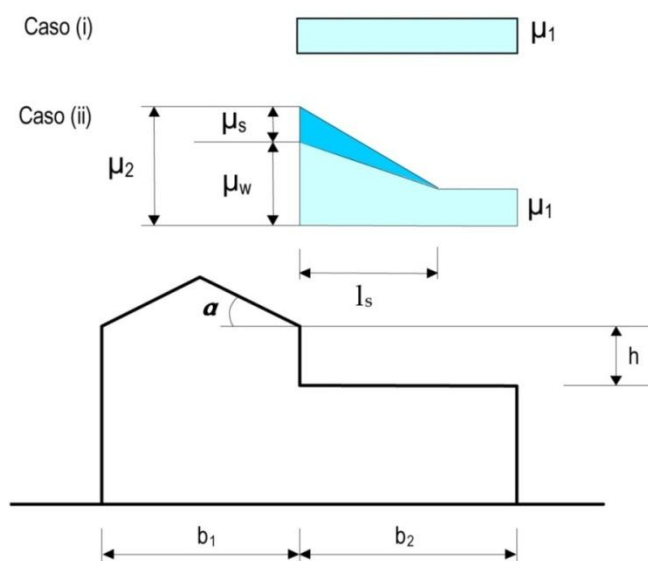


Figura 3.4.3 – Coefficiente di forma per il carico neve – coperture adiacenti a costruzioni più alte

I valori dei coefficienti di forma sono dati dalle espressioni seguenti:

$$\mu_1 = 0,8 \quad (\text{assumendo che la copertura inferiore sia piana})$$

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$$

in cui μ_s è il coefficiente di forma per il carico neve dovuto allo scivolamento della neve dalla copertura superiore, che vale:

$$\text{per } \alpha \leq 15^\circ, \mu_s = 0$$

per $\alpha > 15^\circ$, μ_s è calcolato in ragione del 50% del carico totale massimo insistente sulla falda della copertura superiore, valutato con riferimento al valore del coefficiente di forma appropriato per detta falda.

mentre μ_w è il coefficiente di forma per il carico neve dovuto alla redistribuzione operata dal vento, che vale:

$$\mu_w = \frac{b_1 + b_2}{2 \cdot h} \leq \frac{\gamma \cdot h}{q_{sk}}$$

in cui γ è il peso dell'unità di volume della neve $\left[\frac{kN}{m^3}\right]$, che per i presenti

calcoli può essere assunto pari a $2 \left[\frac{kN}{m^3}\right]$.

Se la deposizione della neve avviene con vento, la presenza di sporgenze, quali ad esempio i parapetti di bordo presenti su coperture piane, causano la formazione di accumuli nelle zone di “ombra aerodinamica”.

Per *coperture pseudo-orizzontali* si dovrà considerare la condizione di carico illustrata nella *Figura (3.4.4)*, nella quale si assumerà:

$$\mu_1 = 0,8 \text{ e } \mu_2 = \frac{\gamma \cdot h}{q_{sk}}, \text{ con la limitazione: } 0,8 \leq \mu_2 \leq 2$$

dove:

γ è il peso dell'unità di volume della neve, che per il presente calcolo può essere assunto pari a $2 \left[\frac{kN}{m^3} \right]$ ed $l_s = 2 \cdot h$, con la limitazione che $5 \leq l_s \leq 15 \text{ m}$.

L'effetto degli accumuli in presenza di irregolarità del piano di copertura, quali ad esempio coperture con elementi prefabbricati, dovrà essere considerato solo per compluvi nei quali la larghezza delle campate (tratto sotteso dalle due falde adiacenti di inclinazione α_1 e α_2) sia superiore a $3,5 \text{ m}$ e per angoli di inclinazione della falde superiori o uguali a 30° .

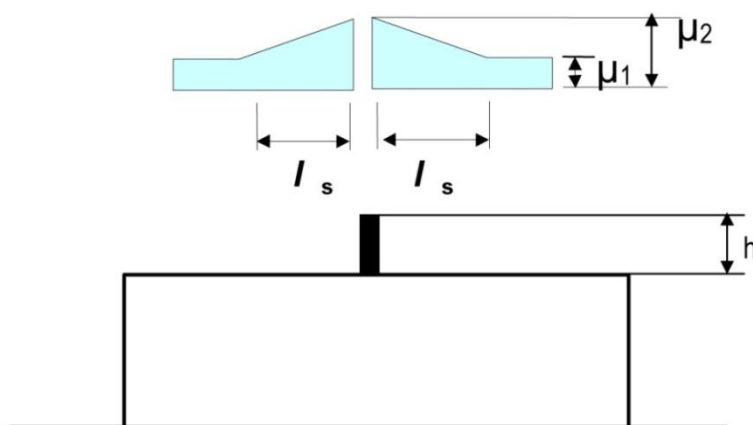


Figura 3.4.4 – Coefficiente di forma per il carico neve in corrispondenza di sporgenze ed ostruzioni

Per campate di dimensione e/o di inclinazione inferiore si può assumere, in via semplificativa, che la corrugazione della copertura sia influente per la formazione di accumuli nelle zone di compluvio.

3.5 Carichi sismici

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. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La *pericolosità sismica* è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa \mathbf{a}_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $\mathbf{S}(T)$ e, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{V_R} , nel periodo di riferimento V_R .

In alternativa è ammesso l’uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

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

\mathbf{a}_g *accelerazione orizzontale massima al sito;*

F_0 *valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.*

T_C^* *periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.*

In allegato alla NTC, per tutti i siti considerati, sono forniti i valori di \mathbf{a}_g , F_0 , T_C^* necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, 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 rigidezza 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 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.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva *Tabella (3.5-1)*.

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

Tabella 3.5-1 – Probabilità di superamento P_{V_R} al variare dello stato limite considerato

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

E' evidente come la riduzione delle probabilità di superamento attribuite ai vari stati limite non possa essere arbitraria, ma debba allinearsi a precisi concetti di teoria della sicurezza; in particolare, i livelli di protezione che si devono eventualmente accrescere sono solo quelli nei confronti degli *Stati Limite di Esercizio*, mentre i livelli di protezione nei confronti degli *Stati Limite Ultimi* (più direttamente legati alla sicurezza) possono restare sostanzialmente immutati perché già ritenuti sufficienti dalla normativa.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi.

In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, basato sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento, vedi *Tabella (3.5-2)*.

Fatta salva la necessità della caratterizzazione geotecnica dei terreni nel volume significativo (la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso), ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio (definita successivamente) entro i primi 30 m di profondità.

Per le fondazioni superficiali, tale profondità è riferita al piano d'imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano d'imposta della fondazione.

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Tabella 3.5-2 – Categorie di sottosuolo

La misura diretta della velocità di propagazione delle onde di taglio è fortemente raccomandata.

Nei casi in cui tale determinazione non sia disponibile, la classificazione può essere effettuata in base ai valori del *numero equivalente di colpi della prova penetrometrica dinamica* (Standard Penetration Test) $N_{STP,30}$ nei terreni prevalentemente a grana grossa e della *resistenza non drenata equivalente* $c_{u,30}$ nei terreni prevalentemente a grana fine.

La *velocità equivalente delle onde di taglio* $V_{S,30}$ è definita dall'espressione:

$$V_{S,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{S,i}}} \left[\frac{m}{s} \right]$$

La *resistenza penetrometrica dinamica equivalente* $N_{STP,30}$ è definita dall'espressione:

$$N_{STP,30} = \frac{\sum_{i=1,M} h_i}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

La *resistenza non drenata equivalente* $c_{u,30}$ è definita dall'espressione:

$$c_{u,30} = \frac{\sum_{i=1,K} h_i}{\sum_{i=1,K} \frac{h_i}{c_{u,i}}}$$

Nelle precedenti espressioni si indica con:

h_i spessore (in m) dell' i -esimo strato compreso nei primi $30 m$ di profondità;

$V_{S,i}$ velocità delle onde di taglio (in m/s) nell' i -esimo strato;

$N_{SPT,i}$ numero di colpi N_{SPT} nell' i -esimo strato;

$c_{u,i}$ resistenza non drenata nell' i -esimo strato;

N numero di strati compresi nei primi $30 m$ di profondità;

M numero di strati di terreni a grana grossa compresi nei primi $30 m$ di profondità;

K numero di strati di terreni a grana fina compresi nei primi $30 m$ di profondità;

Ai fini delle presenti norme l'azione sismica è caratterizzata da tre componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z , da considerare tra di loro indipendenti.

Per le opere e i sistemi geotecnici, la componente verticale verrà considerata ove espressamente specificato e purché il sito nel quale la costruzione sorge non sia in *Zona 3* e *Zona 4*.

Le componenti possono essere descritte, in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima attesa in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;
- accelerogramma.

Sulla base di apposite analisi di risposta sismica locale si può poi passare dai valori in superficie ai valori sui piani di riferimento; in assenza di tali analisi l'azione in superficie può essere assunta come agente su tali piani.

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta o dalle due componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

La componente che descrive il moto verticale è caratterizzata dal suo spettro di risposta o dalla componente accelerometrica verticale.

In mancanza di documentata informazione specifica, in via semplificata l'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie possono essere determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali.

La componente accelerometrica verticale può essere correlata alle componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

La rappresentazione di riferimento per le componenti dell'azione sismica è lo spettro di risposta elastico in accelerazione per uno smorzamento convenzionale del 5%.

Esso fornisce la risposta massima in accelerazione del generico sistema dinamico elementare con periodo di oscillazione $T \leq 4$ s ed è espresso come il prodotto di una forma spettrale per l'accelerazione massima del terreno.

La forma spettrale per le *componenti orizzontali* è definita mediante le stesse espressioni fornite dall'*UNI EN1998* nelle quali, tuttavia, non si è assunto un singolo valore per l'amplificazione massima ma si è fornita tale grandezza, F_o , in funzione della pericolosità del sito insieme alle grandezze a_g , T_C e, conseguentemente, T_B , T_D .

Per la *componente verticale*, invece, le uniche grandezze fornite in funzione della pericolosità del sito sono l'accelerazione massima, posta pari alla massima accelerazione orizzontale del suolo a_g , e l'amplificazione massima F_V , espressa come funzione di a_g .

La categoria di sottosuolo e le condizioni topografiche incidono sullo spettro elastico di risposta. Specificamente, l'accelerazione spettrale massima dipende dal coefficiente $S = S_S \cdot S_T$ che comprende gli *effetti delle amplificazioni stratigrafica* S_S e *topografica* S_T .

Per le *componenti orizzontali* dell'azione sismica, il periodo T_C di inizio del tratto a velocità costante dello spettro, è funzione invece del coefficiente C_C , dipendente anch'esso dalla categoria di sottosuolo.

Nella *Figura (3.5.1)* è mostrata, per le cinque categorie di sottosuolo, la variazione di S_S in funzione del prodotto $F_o \cdot a_g$ (esprime la pericolosità sismica del sito).

A parità di categoria di sottosuolo, l'andamento di S_S con $F_o \cdot a_g$ è caratterizzato da due tratti orizzontali, rispettivamente per bassi ed elevati valori di pericolosità sismica; tali tratti sono raccordati da un segmento di retta che descrive il decremento lineare di S_S con $F_o \cdot a_g$.

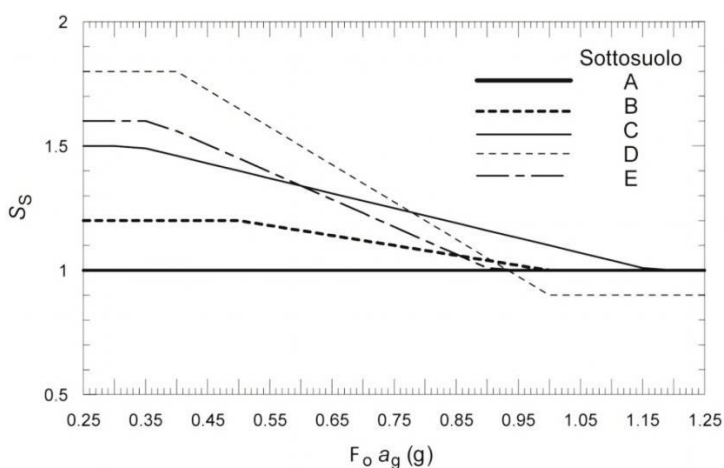


Figura 3.5.1 – Andamento del coefficiente S_S per le componenti orizzontali dell'azione sismica

In genere, a parità di pericolosità del sito $F_o \cdot a_g$, i valori di S_S si incrementano al decrescere della rigidezza del sottosuolo, passando dal sottosuolo di categoria A al sottosuolo di categoria E.

In particolare, per $F_o \cdot a_g < 0.78g$, il sottosuolo di categoria *D* mostra amplificazioni maggiori delle altre categorie di sottosuolo, mentre, per $0.78g \leq F_o \cdot a_g < 1.17g$ i fenomeni di amplificazione sono più marcati per il sottosuolo di categoria *C*.

Per elevati livelli di pericolosità sismica del sito, caratterizzati da valori del prodotto $F_o \cdot a_g > 0.93g$, le accelerazioni massime su sottosuolo di categoria *D* sono inferiori a quelle su sottosuolo di categoria *A*. Si verifica cioè una deamplificazione del moto in termini di accelerazione massima.

Per la componente verticale dell'azione sismica, in assenza di studi specifici, si assume $S_S=1$.

Il coefficiente C_C è definito in funzione della categoria di sottosuolo e del valore di T_C riferito a sottosuolo di categoria *A*, T_C^* . Nella *Figura (3.5.2)*, la variazione di C_C è mostrata, per le cinque categorie di sottosuolo, in funzione di T_C^* .

A parità della categoria di sottosuolo, il coefficiente C_C decresce al crescere di T_C^* e, conseguentemente, l'effetto di amplificazione massima si sposta verso periodi più brevi e si riduce l'estensione del tratto orizzontale caratterizzato da ordinata spettrale massima.

In genere, a parità di T_C^* , i valori di C_C si incrementano al decrescere della rigidezza del sottosuolo, ovvero passando dal sottosuolo di categoria *A* al sottosuolo di categoria *E*.

Il sottosuolo di categoria *D* presenta, nell'intervallo di valori di interesse, valori di T_C maggiori di quelli relativi alle altre categorie di sottosuolo.

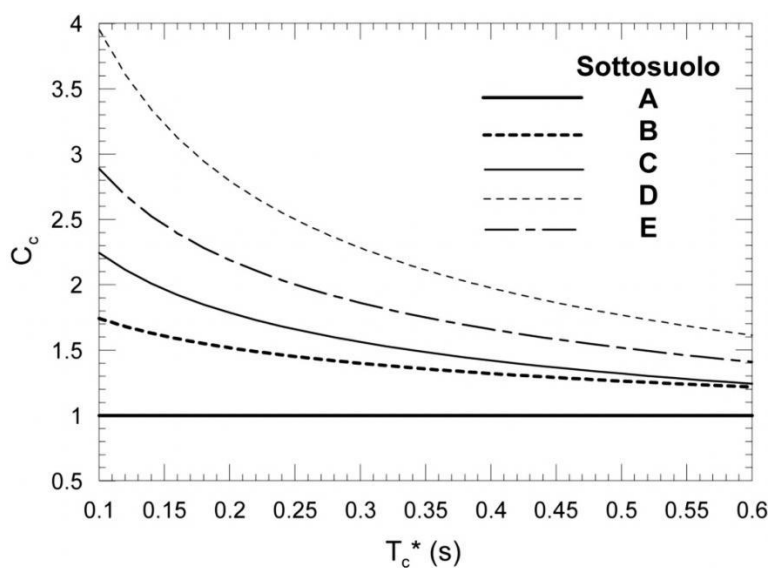


Figura 3.5.2 – Andamento del coefficiente C_C

Capitolo 4 – Procedura di verifica

4.1 Introduzione

In questo capitolo si esplicitano tutti i passi da seguire per la procedura di verifica di una struttura, utilizzando e condensando le nozioni esposte nei precedenti capitoli.

4.2 Procedura di verifica e definizione delle condizioni al contorno

Vita utile e classe d'uso

Il primo passo consiste nel definire la vita utile attesa della struttura e la sua classe d'uso. Questa classificazione è necessaria ed è un obbligo del progettista definirla in sede di progetto, poiché da essa dipendono i carichi applicati (sisma, vento, neve):

- ✓ Si definisce quindi la *vita utile* V_N considerando il tipo di costruzione, e comunque le indicazioni fornite dal Committente sulla vita attesa, estrapolando il dato dalla *Tabella(2.2-1)*.
- ✓ Si inquadra la *classe d'uso* C_U , secondo quanto esposto nel *paragrafo 2.2*, e si ricava il *periodo di riferimento* V_R dalla *Tabella(2.2-2)*, necessario a determinare l'azione sismica.

Geometria struttura

Si definisce la planimetria della struttura, si classificano le sezioni strutturali e tutte quelle indicazioni necessarie a descrivere la struttura dal punto di vista geometrico:

- ✓ *Vista in pianta e prospettica* della struttura;
- ✓ *Classificazione delle sezioni strutturali*, secondo quanto visto nel *paragrafo 2.5.2.1*:
 - *Sezioni strutturali compatte* – Comprende tutte quelle sezioni classificate, nel *paragrafo 2.5.2.1*, dalla classe 1 alla 3.
 - *Sezioni strutturali snelle* – Comprende tutte quelle sezioni classificate nella classe 4, in cui i valori A , W , I vengono sostituiti dai rispettivi valori *efficaci* A_{eff} , W_{eff} , I_{eff} , come indicato nelle *UNI ENV 1993-1-3*; tali sezioni sono soggette a fenomeni di instabilità.
- ✓ *Tipologia della copertura*, per determinare l'inclinazione del tetto come dato d'ingresso per il carico neve;
- ✓ *Tipologia delle pareti/tamponature laterali*, necessaria per determinare la loro influenza sulle azioni del vento.

Definizione dei parametri ambientali

In questa sezione vengono definiti quei parametri caratteristici per ottenere i fattori ambientali che agiscono sulla struttura:

- ✓ *Vento*: Si definisce la *zona di appartenenza* del sito come in *Figura(3.3.1)*, e dalla *Tabella(3.3-1)* si ricavano i parametri $V_{b,0}$, α_0 , k_a . Si calcolano la *velocità di riferimento del vento* $V_b(T_R)$, la *pressione del vento* e i *coefficienti di esposizione* come esposto nel *paragrafo 3.3*.
- ✓ *Sisma*: Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si ricavano i parametri a_g , F_0 , T_C^* dalle tabelle in appendice alle *NTC* per il sito in questione. Si definisce lo *stato limite* considerato e in funzione di esso si ricava il termine P_{VR} dalla *Tabella (3.5-1)* e la *categoria del sottosuolo* tabellato in *Tabella(3.5-2)*.
- ✓ *Neve*: Per determinare i parametri caratteristici del carico neve, si adottano i coefficienti trattati nel *paragrafo 3.4*, in cui, il *coefficiente di esposizione* C_E si ricava dalla *Tabella(3.4-1)* e si adotta il *coefficiente di forma* μ_i , a seconda del tipo di copertura, nelle figure contenute nel *paragrafo*.

Materiali

Tutti i materiali impiegati devono essere conformi alle norme così com'è stato descritto nel *paragrafo 2.5.1* e contenuto nelle *Tabelle(2.5-1, 2.5-2, 2.5-3)*. Si assumono i coefficienti di sicurezza parziali sui materiali tabellati nel medesimo paragrafo.

Azioni sulla struttura

Si determinano i carichi agenti sulla struttura suddivisi in:

- ✓ *Carichi permanenti*: Ricadono in tale categoria, come visto in precedenza nel *paragrafo 3.1*, il peso proprio della struttura e degli elementi non strutturali.
- ✓ *Carichi variabili*: A seconda della tipologia di utilizzo, vengono tabellati i valori dei carichi da annoverare fra i variabili, come mostrato in *Tabella(3.2-1)*.
- ✓ *Combinazione azioni*: A seconda del tipo di verifica agli *stati limite*, si adotta una combinazione di azioni, con la scelta dei coefficienti di sicurezza opportuni così come visto nel *paragrafo 2.3*.

4.3 Verifica strutturale analitica e agli elementi finiti

In questo paragrafo vengono illustrati in maniera descrittiva i due metodi per la verifica alle *NTC*.

Verifica analitica

La procedura di calcolo per la verifica in via *analitica* si basa sulle verifiche delle sezioni più critiche. Tale metodo è esposto in Appendice poiché non è argomento di questa tesi.

I progetti esecutivi riguardanti le strutture devono essere informati a caratteri di chiarezza espositiva e di completezza nei contenuti e devono inoltre definire compiutamente l'intervento da realizzare.

Il progetto deve comprendere i seguenti elaborati:

- Relazione di calcolo strutturale, comprensiva di una descrizione generale dell'opera e dei criteri generali di analisi e verifica.
- Relazione sui materiali;

- Elaborati grafici, particolari costruttivi;
- Piano di manutenzione della parte strutturale dell'opera;
- Relazione sui risultati sperimentali corrispondenti alle indagini specialistiche ritenute necessarie alla realizzazione dell'opera.

Verifica con codici di calcolo automatico (agli elementi finiti)

Qualora l'analisi strutturale e le relative verifiche siano condotte con l'ausilio di *codici di calcolo automatico*, il progettista dovrà controllare l'affidabilità dei codici utilizzati e verificare l'attendibilità dei risultati ottenuti, curando nel contempo che la presentazione dei risultati stessi sia tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità.

In particolare nella Relazione di calcolo si devono fornire le seguenti indicazioni:

✓ *Tipo di analisi svolta*

Occorre preliminarmente:

- dichiarare il tipo di analisi strutturale condotta (di tipo statico o dinamico, lineare o non lineare) e le sue motivazioni;
- indicare il metodo adottato per la risoluzione del problema strutturale e le metodologie seguite per la verifica o per il progetto-verifica delle sezioni;
- indicare chiaramente le combinazioni di carico adottate e, nel caso di calcoli non lineari, i percorsi di carico seguiti. In ogni caso va motivato l'impiego delle combinazioni o dei percorsi di carico adottati, in specie con riguardo alla effettiva esaustività delle configurazioni studiate per la struttura in esame.

✓ *Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo*

Occorre indicare con precisione l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, autore, produttore, eventuale distributore, versione, estremi della licenza d'uso o di altra forma di autorizzazione all'uso.

✓ *Affidabilità dei codici utilizzati*

Il progettista dovrà esaminare preliminarmente la documentazione a corredo del software per valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, che sarà fornita dal produttore o dal distributore del software, dovrà contenere una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati,

l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, per i quali dovranno essere forniti i file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

✓ *Validazione dei codici*

Nel caso in cui si renda necessaria una validazione indipendente del calcolo strutturale o comunque nel caso di opere di particolare importanza, i calcoli più importanti devono essere eseguiti nuovamente da soggetto diverso da quello originario mediante programmi di calcolo diversi da quelli usati originariamente e ciò al fine di eseguire un effettivo controllo incrociato sui risultati delle elaborazioni.

✓ *Modalità di presentazione dei risultati*

La quantità di informazioni che usualmente accompagna l'utilizzo di procedure di calcolo automatico richiede un'attenzione particolare alle modalità di presentazione dei risultati, in modo che questi riassumano, in una sintesi completa ed efficace, il comportamento della struttura per quel particolare tipo di analisi sviluppata.

L'esito di ogni elaborazione deve essere sintetizzato in disegni e schemi grafici contenenti, almeno per le parti più sollecitate della struttura, le configurazioni deformate, la rappresentazione grafica delle principali caratteristiche di sollecitazione o delle componenti degli sforzi, i diagrammi di involuppo associati alle combinazioni dei carichi considerate, gli schemi grafici con la rappresentazione dei carichi applicati e delle corrispondenti reazioni vincolari.

Di tali grandezze, unitamente ai diagrammi ed agli schemi grafici, vanno chiaramente evidenziati le convenzioni sui segni, i valori numerici e le unità di misura di questi nei punti o nelle sezioni significative ai fini della valutazione del comportamento complessivo della struttura, i valori numerici necessari ai fini delle verifiche di misura della sicurezza.

✓ *Informazioni generali sull'elaborazione*

A valle dell'esposizione dei risultati vanno riportate anche informazioni generali riguardanti l'esame ed i controlli svolti sui risultati ed una valutazione complessiva dell'elaborazione dal punto di vista del corretto comportamento del modello.

✓ *Giudizio motivato di accettabilità dei risultati*

Spetta al progettista il compito di sottoporre i risultati delle elaborazioni a controlli che ne comprovino l'attendibilità. Tale valutazione consisterà nel confronto con i risultati

di semplici calcoli, anche di larga massima, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, ad esempio, in fase di primo proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, valuterà la consistenza delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

Nella relazione devono essere elencati e sinteticamente illustrati i controlli svolti, le verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati, le comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli ottenuti da valutazioni semplificate.

Capitolo 5 – Analisi strutturale: un caso in esame

5.1 Introduzione

In questo capitolo si analizza un caso reale di analisi strutturale di un fabbricato, composto da 26 unità affiancate, ad uso spogliatoio per un centro sportivo comunale sito nella frazione Parona di Valpolicella, nel comune di Verona. Ogni modulo ha le dimensioni $6,0m$ e $2,4m$ in pianta e $3,0m$ in altezza, per un totale per l'intero fabbricato di $62m$ e $6m$ in pianta e $3,0m$ in altezza. L'analisi strutturale presa in considerazione è un esempio tipico di un'applicazione dei container per l'azienda quale lavoro.

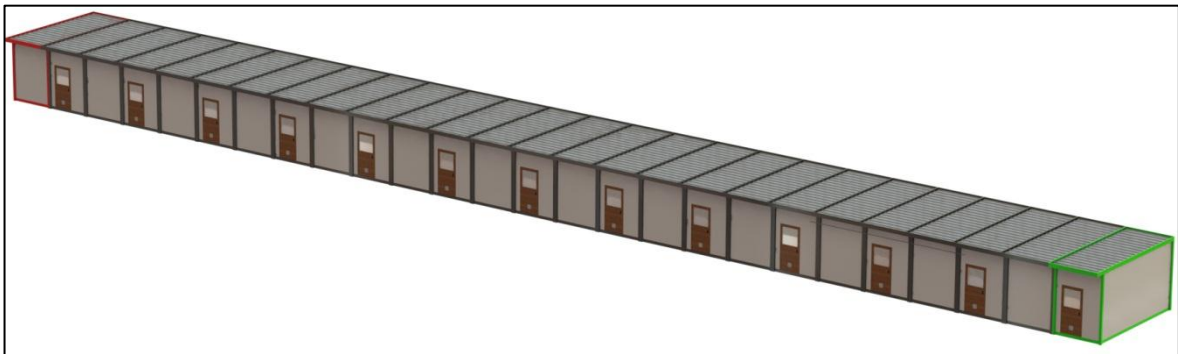
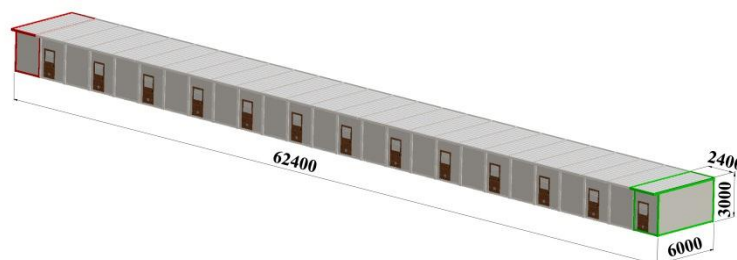


Figura 5.1.1 – Vista isometrica del fabbricato

Nel rendering in *Figura 5.1.1*, si può osservare che il primo modulo a sinistra, la cui struttura è verniciata in rosso, è quella struttura destinata ai locali tecnici, mentre tutti gli altri si alternano tra spogliatoi e servizi igienici. Eccezione fatta per l'ultimo modulo a destra, verniciato in verde, che è il servizio igienico per disabili.



5.2 Il caso in esame dell'analisi strutturale

La relazione di progetto deve comprendere una descrizione generale dell'opera e della sua collocazione geografica, come riportato di seguito.

1 DESCRIZIONE

Il presente documento riguarda le analisi e le verifiche degli elementi strutturali di un fabbricato in acciaio: il fabbricato sarà installato in località Parona di Verona (Verona) e sarà destinato ad uso spogliatoi.

Il fabbricato è composto da una serie di moduli accostati fra loro a realizzare un complesso di 26 moduli di dimensioni in pianta di 6x62.4m. Le caratteristiche principali dei moduli sono:

- Ogni modulo ha dimensioni (6000x2400)mm in pianta per una altezza di 3000mm;
- La struttura del modulo è costituita da n.4 colonne con comportamento pendolare;
- I pannelli di tamponamento laterale fungono da elementi di controvento laterale;
- Gli elementi strutturali sono profili presso piegati ed elementi tubolari;
- La fondazione è costituita da cordoli disposti ad interasse di 2m disposti parallelamente al lato longitudinale del fabbricato e comunque tutte le colonne poggiano sulle fondazioni: si sottolinea che le strutture di fondazione non sono oggetto del presente documento.

Per maggiori dettagli riguardanti la realizzazione della struttura si faccia riferimento ai disegni di progetto. I disegni riportati nella presente relazione sono da considerarsi indicativi e finalizzati alla rappresentazione di informazioni relative alle verifiche strutturali.

Figura 5.2.1 – Step 1 – Descrizione di massima del progetto

Nel riquadro in *Figura (5.2.1)* vengono definiti:

- La *località di ubicazione* del complesso, utile per determinare i parametri del vento, del carico neve e dell'azione sismica;
- La *planimetria* e la definizione di massima della struttura nel suo assieme, dati che possono essere dedotti dai disegni costruttivi che vengono depositati con la stesura del progetto;
- L'assunzione del comportamento meccanico di alcuni elementi strutturali e non.

Nello step successivo, vengono definite le normative di riferimento, *Figura (5.2.2)*.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO	
L'analisi e le successive verifiche statiche sono state condotte seguendo il metodo <i>Semi-probabilistico</i> agli <i>Stati Limite</i> ed utilizzando le indicazioni riportate nella documentazione normativa di seguito riportata:	
A.	D.M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le Costruzioni";
B.	Circ. Min. Infrastrutture e Trasporti 2 febbraio 2009, n. 617 "Applicazione delle norme tecniche per le costruzioni";
C.	CNR – DT 207/2008 "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni";
D.	UNI ENV 1991-1 "Basi di calcolo e azioni sulle strutture";
E.	UNI ENV 1993 1-1 " Progetto strutture in acciaio – part. 1-1: Regole generali e Regole per gli edifici";
F.	UNI ENV 1993 1-3 " Progetto strutture in acciaio – part. 1-3: Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo";
G.	UNI ENV 1993 1-5 " Progetto strutture in acciaio – part. 1-5: Elementi strutturali a piastra".

Figura 5.2.2 – Step 2 – Normativa di riferimento

Nel terzo passo si definiscono i materiali impiegati per uso strutturale, per le pareti/tamponature laterali e per la bulloneria che per impieghi strutturali deve appartenere alla classe di resistenza 8.8. In più vengono adottati i coefficienti di sicurezza sul materiale, così come suggeriti dalle NTC, *Figura (5.2.3)*.

3 MATERIALI IMPIEGATI		
Tutti i materiali utilizzati sono conformi alle disposizioni relative contenute nel D.M. 14.01.2008 relativamente al cap.11.		
3.1 Acciaio da carpenteria		
Caratteristiche o parametro	UNI EN 10025-2 UNI EN 10169 UNI EN 10142	S235JR S280GD DX 51 D * (vedi nota)
Tensione di rottura a trazione		360 N/mm ²
Tensione di snervamento		235 N/mm ²
3.2 Acciaio pannelli di tamponamento		
Caratteristiche o parametro	UNI EN 10025-2 UNI EN 10169 UNI EN 10142	S235JR S280GD DX 51 D * (vedi nota)
Tensione di rottura a trazione		360 N/mm ²
Tensione di snervamento		235 N/mm ²
3.3 Bulloneria		
Caratteristiche o parametro	Bulloneria	
Classe vite	Materiale: UNI EN ISO 898-1:2001 Riferimento: UNI EN ISO 14399:2005 par. 3 e 4	8.8 o superiore
Tensione a snervamento		$f_{v,b}$ 649 N/mm ²
Tensione a rottura		$f_{t,b}$ 800 N/mm ²
3.4 Coefficienti di sicurezza parziale sui materiale		
γ_{M0} = Verifica di resistenza		1,05
γ_{M1} = Verifica di stabilità		1,05
γ_{M2} = Verifica a strappo sezioni forate, e bulloni		1,25

Figura 5.2.3 – Step 3 - Materiali impiegati e coefficienti di sicurezza adottati

Nel prossimo passo sono definiti i metodi e i criteri di calcolo, e in più sono descritte le caratteristiche del modello matematico adottato per simulare il comportamento meccanico della struttura. In più vi sono i riferimenti del codice di calcolo automatico utilizzato per la verifica strutturale.

4 METODI E CRITERI DI CALCOLO

Allo scopo di indagare il reale comportamento del fabbricato e la conseguente distribuzione delle sollecitazioni nei vari elementi strutturali è stata realizzata un'analisi FEM di un modello tridimensionale adottando le seguenti ipotesi:

1. comportamento del materiale elastico lineare isotropo;
2. pannelli di tamponamento reagenti alle sole azioni orizzontali;
3. pannelli di copertura realizzano un diaframma rigido di piano;
4. colonne con comportamento pendolare.

Al modello sono state applicate le forze derivanti dall'azione dei pesi propri, permanenti portati, neve, vento e sisma.

Poiché il comportamento, sotto l'azione di forze orizzontali, dei pannelli di tamponamento posti in direzione longitudinale e trasversale è tra loro indipendente, è stato possibile considerare l'azione del vento e del sisma disgiuntamente nelle due direzioni ortogonali del piano orizzontale $\pi(xy)$ del modello.

Le caratteristiche del modello matematico adottato sono:

1. le colonne sono state modellate con elementi truss a due nodi e tre gradi di libertà per nodo;
2. tutti gli elementi orizzontali sono stati modellati come elementi beam a due nodi e sei gradi di libertà per nodo;
3. le pareti laterali sono stati inseriti con elementi bidimensionali isoparametrici a 9 nodi e due gradi di libertà per nodo tipo membrana;
4. la presenza dei pannelli di copertura è stata modellata imponendo il vincolo di piano rigido i nodi di copertura;
5. le pareti laterali sono state connesse al telaio utilizzando elementi tipo molla con rigidezza attiva nella direzione orizzontale de piano di appartenenza della parete.

Il codice di calcolo utilizzato è AxisVM R9-Ver.3m, prodotto dalla Inter-CAD kft e distribuito in Italia dalla società STA-DATA di Torino.

Figura 5.2.4 – Step 4 – Definizione dei metodi e criteri di calcolo

Si è posto che il comportamento del materiale sia elastico lineare isotropo, e ciò per l'acciaio è vero fino a che si raggiungono le condizioni di snervamento del materiale.

I pannelli di tamponamento sono stati supposti reagenti alle sole azioni orizzontali, nella fattispecie reagiscono alle sole azioni del vento.

Si suppone che le *colonne d'angolo* si comportano come un elemento pendolare monodimensionale, ossia *truss* o *asta* o *biella*, cioè un elemento rettilineo a 2 nodi che ha rigidezza solo per le traslazioni e pertanto è atto a trasmettere solo forze assiali, il che vuol dire che offre resistenza alle sollecitazioni normali.

Inoltre si suppone che tutti gli *elementi orizzontali*, ossia i longheroni del basamento e del tetto, si comportano come elementi *beam* o *trave*, cioè come un elemento

rettilineo monodimensionale a 2 nodi capace di trasferire ai nodi a cui è connesso rigidità per tutti e 6 i gradi di libertà e pertanto atto a trasmettere tutte le tipologie di sollecitazioni, quindi vengono trasmesse le forze assiali, taglianti, i momenti flettenti e torcenti.

Infine, si suppone che i pannelli parete si comportino come degli elementi bidimensionali isoparametrici (quadrati o rettangolari) con 9 nodi e 2 gradi di libertà per nodo tipo membrana, ossia 4 nodi nelle mediane dei lati, 4 nodi ai vertici e 1 al centro.

Per le interconnessioni tra telaio strutturale e i pannelli parete sono state utilizzate degli elementi tipo molla con rigidità nella direzione orizzontale del piano solidale alla parete.

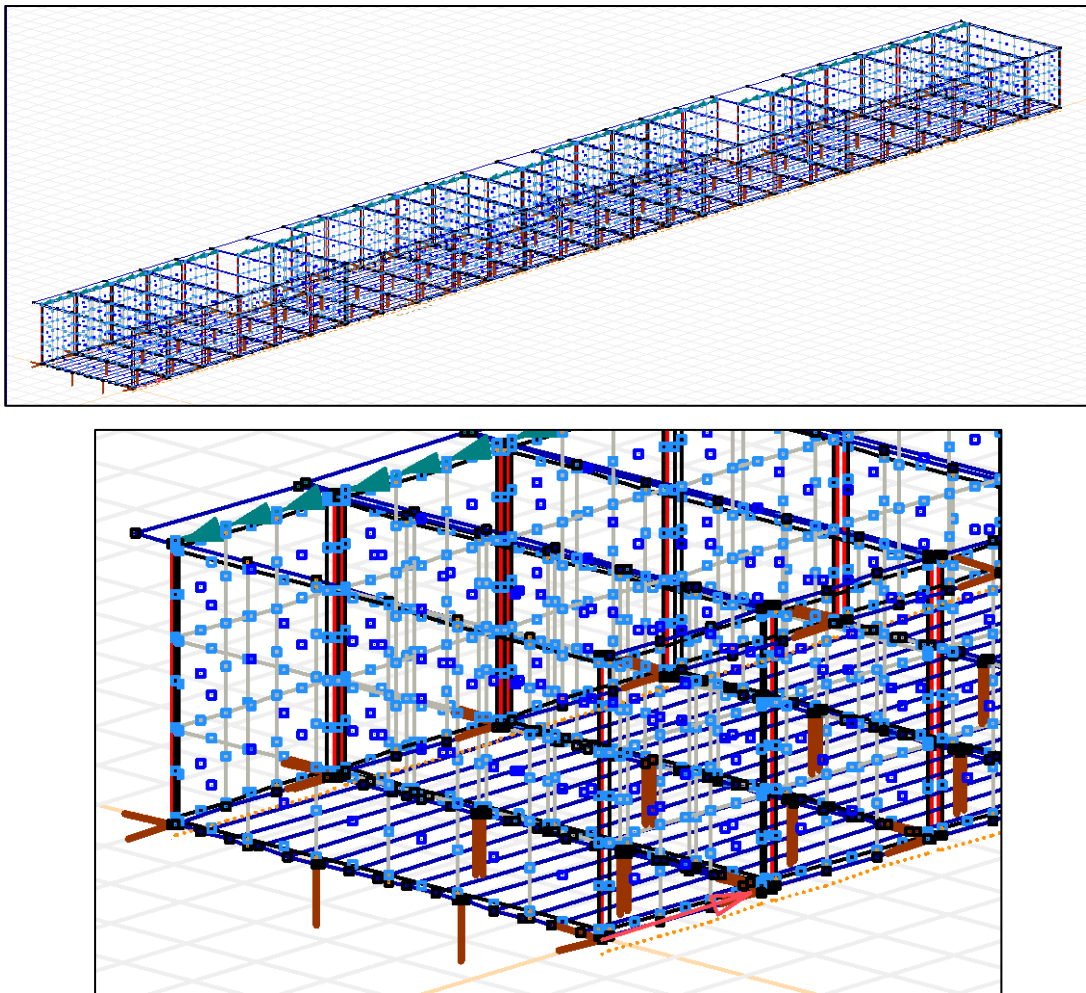


Figura 5.2.5 – Step 4- Discretizzazione della struttura agli elementi finiti

5 CARICHI DI PROGETTO E COMBINAZIONI DI CARICO	
Nel seguito sono riportati i carichi di progetto assunti in fase di calcolo.	
5.1 Condizioni di carico elementare	
5.1.1 Peso proprio strutturale SW ($\gamma_g=1,3$)	
Il valore nominale del peso strutturale è derivato dai disegni di progetto e considerato nei calcoli elettronici per mezzo di un moltiplicatore gravitazionale $Z = -1$ (diretto verso il basso).	
5.1.2 Carichi permanenti DL ($\gamma_g=1,3$)	
Nel seguito sono riportati i carichi permanenti considerati ai fine dell'analisi strutturale:	
Pavimento	0.30 kN/mq
Pannelli di copertura	0.15 kN/mq
Impianti di copertura	0.12 kN/mq
Pannelli fotovoltaici.....	0.25 kN/mq
5.1.3 Carichi variabili LL ($\gamma_G=1,5$; $\psi_0=0,7$; $\psi_1=0,5$; $\psi_2=0,3$)	
Nel seguito sono riportati i carichi permanenti considerati ai fine dell'analisi strutturale:	
Cat. A (basamenti 2-25)	2.00 kN/mq
Cat. E2 (basamento 1)	12.00 kN/mq
Cat. C2 (basamento 2b)	4.00 kN/mq

Figura 5.2.6 – Step 5a – Definizione dei carichi di progetto e delle combinazioni di carico

Nel passo 5, vedi *Figura (5.2.6)*, sono stati adottati i carichi di progetto secondo le indicazioni:

- Il *peso proprio strutturale* è un dato che si può ottenere dai disegni di progetto e il valore del *coefficiente parziale* $\gamma_g = 1.3$ dedotto dalla *Tabella (2.1-1)*;
- I *carichi permanenti* agenti sulla struttura sono composti dal peso dei pannelli coibente, del pannello multistrato, dai pannelli di copertura, impianti di servizio e i pannelli fotovoltaici. Sono carichi distribuiti ed assumono come *coefficiente parziale* $\gamma_g = 1.3$ anch'esso dedotto dalla *Tabella (2.1-1)*;
- I *carichi variabili* sono determinati dall'uso di alcune parti della struttura. Come si può osservare tutti i moduli, tranne quelli esterni, appartengono alla *Categoria A* dei carichi di esercizio per categoria di utilizzo residenziale, secondo la *Tabella (3.2-1)*. Gli altri esterni sono sottoposti a dei carichi di esercizio secondo le rispettive categorie di appartenenza *E2* e *C2*, sempre in tabella, che sono ad uso industriale generico (locali tecnici) e balconi/ballatoi rispettivamente. Inoltre sono ricavati i valori dei *coefficienti*

per le combinazioni di carico $\gamma_g, \psi_0, \psi_1, \psi_2$ per uso residenziale secondo la Tabella (2.1-1).

Nello step 5b, vedi Figura (5.2.7), si definiscono innanzitutto i valori dei coefficienti delle combinazioni di carico per l'azione del vento in Tabella (2.3-1).

5.1.4 Azione del vento W ($\gamma_Q=1.5; \psi_0=0.6; \psi_1=0.2; \psi_2=0.0$)

località		Parona di Valpolicella (VR)	
zona	1		
$a_s = h_{sim}$	80 m		va bene
Classe Rugosità	C		
Categoria d'esposizione	III		
H edificio (z)	3 m		
Inclinazione tetto	0.00%		
V_N	50 anni		
Proprietà costruzione	2		
$T_{R,0}$	50 anni		
T_R	50 anni		
$\alpha =$ angolo inclinazio. tetto	0.00 °		
$V_{b,0}$	25 m/s		90 km/h
a_0	1000 m		
k_a	0.4 1/s		
C_a	1		
V_b	25 m/s		
C_T	1.000		
V_r	25.0 m/s		90.0 km/h
$q_p(z)$	0.39 kN/m ²		
k_r	0.20		
Z_0	0.10 m		
Z_{min}	5.00 m		
C_d	1		
C_t	1		
C_e	1.71		
$C_d C_e C_{ref}$	0.67 kN/m ²		

Figura 5.2.7 – Step5b – Azione del vento

Si ricava dalla località, la zona di appartenenza dalla Tabella (3.3-1), e tutti i parametri $V_{b,0}, a_0, k_a$ inerenti al sito in questione, si calcolano la velocità di riferimento del vento $V_b(T_R)$, e la pressione del vento come abbiamo visto nel paragrafo 3.3.

Viene indicata la vita utile del complesso ed è pari a 50 anni, per il calcolo dei vari coefficienti per l'azione del vento, e verrà utilizzata in seguito come parametro di riferimento.

Nello step 5c, vedi Figura (5.2.8), si determinano i parametri caratteristici del carico neve, si adottano i coefficienti trattati nel paragrafo 3.4, in cui, il coefficiente di esposizione C_E si ricava dalla Tabella (3.4-1), si adotta il coefficiente di forma μ_i , per il tipo di copertura completamente orizzontale, deducendolo dalle figure contenute nel paragrafo.

Nello specifico il sito della località appartiene alla Zona 1 – Alpina in cui è suddiviso il territorio nazionale, da cui si ricava il valore caratteristico di riferimento per il

carico neve al suolo q_{sk} . Ottenuti tutti i parametri caratteristici, si ricava il carico distribuito da neve sulla copertura q_s da considerare nel progetto.

5.1.5 Azione della neve SN ($\gamma_Q=1,5$; $\psi_0=0,5$; $\psi_1=0,2$; $\psi_2=0,0$ - $H_{slm}<1000m$)

località	Parona di Valpolicella (VR)		
zona	II		
h_{slm}	80	m	
T_{NK}	50	anni	
q_{sk}	1.00	kN/m ²	
α° falda	0.00	°	
μ	0.8		
Topografia			
Codice	B		
C_E	1	Coeff. Di esposizione	
C_T	1	Coeff. Termico	
Carico Neve			
$q_s = \mu q_{sk} C_E C_T$	0.80	kN/m ²	

Figura 5.2.8 - Step 5c – Azione della neve

Per l'azione sismica, vedi *step 5d Figura (5.2.9)*, si definiscono i parametri della classe d'uso e la vita di riferimento per l'azione sismica. Si definisce lo stato limite ultimo per l'azione sismica e si ricava la probabilità di superamento P_{VR} , dalla *Tabella (3.5-1)*, relativo allo stato limite considerato. Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si ricavano i parametri a_g, F_0, T_C^* dalle tabelle in appendice alle *NTC* per il sito in questione. Dalle analisi geofisiche del terreno si desume che il sottosuolo è di categoria *C*, viene anche caratterizzata l'influenza topografica di categoria *TI*, da cui si desumono i valori di S_S, C_C, S_T, S . Si ottiene così lo spettro di risposta elastico e si calcola lo spettro di progetto per gli stati limite ultimi:

$$S_d(T_1) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \quad \text{con } q = 1 \text{ (caso peggiorativo)}$$

Per calcolare la spinta sismica totale di natura inerziale F_v , si fa riferimento a tutti i carichi permanenti strutturali e non, e i carichi variabili sommati coi rispettivi coefficienti di sicurezza, ottenendo così la massa sismica di peso (W), come in *Figura(5.2.10)*:

$$F_v = \frac{W}{g} \cdot S_d(T_1) \cdot \lambda \quad \text{con } \lambda = 1$$

5.1.6 Azione sismica EQ - SLV

Località	Parona di Valpolicella (VR)					
Long.	10.9427	°				
Lat.	45.4809	°				
V _N	50	Vita nominale dell'opera				
Classe d'uso	II	Classe di utilizzo				
C _u	1					
V _R	50	Vita di riferimento dell'opera per l'azione sismica				

Stato limite	SLV	Stato limite considerato				
P _{Vr}	0.1	Probabilità di superamento relativo allo stato limite considerato				
T _R	474.5611	Periodo di ritorno di riferimento				
Parametri Sismici Base						
a _g	1.588	m/s ²				
F ₀	2.432					
T _c [*]	0.276	sec.				
Cat. Sottosuolo	C					
S _s	1.46					
C _c	1.61					
Cat. Topografia	T1					
S _T	1.0					
S	1.46					
ξ	5	%	Coefficiente di smorzamento viscosi			
$\eta = (10/(5+\xi))^{0.5}$	1.000					

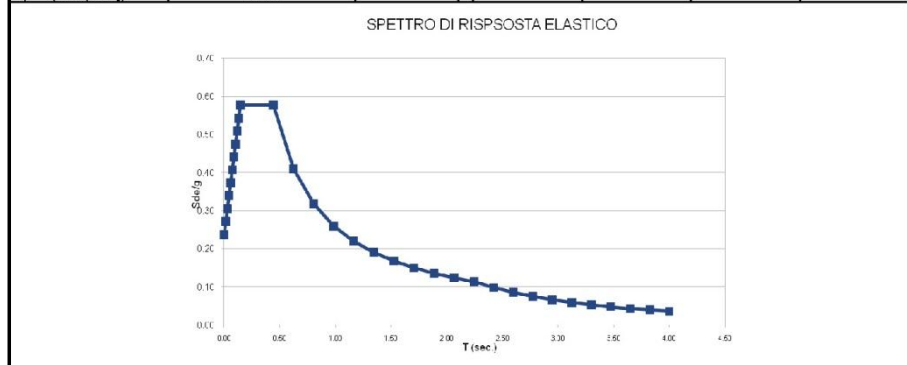


Figura 5.2.9 – Step 5d – Azione sismica

Nello *step 5e*, vedi *Figura (5.2.10)*, vengono definite le combinazioni di carico adottate per gli *stati limite ultimi* e suddivise per *combinazione persistente* e per *combinazione sismica*, poiché le azioni della prima combinazione sono sempre presenti sulla struttura, mentre le azioni sismiche hanno una probabilità di verificarsi nel periodo di riferimento, per cui sono separate.

5.2 Combinazioni di carico

Nell'analisi e nelle successive verifiche degli elementi strutturali sono state utilizzate le combinazioni di carico secondo lo schema di seguito riportato.

$$F_d = \sum \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum \psi_{0i} \gamma_{Qi} Q_{ki} \dots \dots \text{(Combinazione persistente)}$$

$$F_d = \sum G_{kj} + F_v + \sum \psi_{2i} Q_{ki} \dots \dots \dots \text{(Combinazione sismica)}$$

$$W = \sum G_{kj} + \sum \psi_{2i} Q_{ki} \dots \dots \dots \text{(Carichi associati alla massa sismica)}$$

- con:
- F_d = azione agente;
 - F_v = azione sisma statica equivalente;
 - G_{kj} = valore caratteristico nominale della j-esima azione permanente;
 - Q_{k1} = valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
 - Q_{ki} = valore caratteristico dell'i-esima azione variabile;
 - γ_G = pari a 1,3 od a 1 solo se il contributo del carico relativo risulta essere a favore di sicurezza;
 - γ_Q = pari a 1,5 od a 0 solo se il contributo del carico relativo risulta essere a favore di sicurezza;
 - $\psi_{0,i}$ = determinato su base statistica e riportato sopra;
 - $\psi_{2,i}$ = determinato su base statistica e riportato sopra.

Figura 5.2.10 – Step 5e – Combinazioni di carico adottate

Per maggiore chiarezza si è proceduto alla costruzione di un modello 3D, vedi *Figura (5.2.11)*, della sola parte strutturale del modulo locale tecnico, contrassegnato col numero *1* come vedremo successivamente.



Figura 5.2.11 – Modello Cad del modulo preso di riferimento

Si ricavano dalle precedenti figure i dati necessari per calcolare l'entità dei carichi e come vengono distribuiti sulla struttura. Allo scopo di ottenere maggiore chiarezza si schematizza la struttura e la relativa distribuzione dei carichi, come mostrato in *Figura (5.2.12)*.

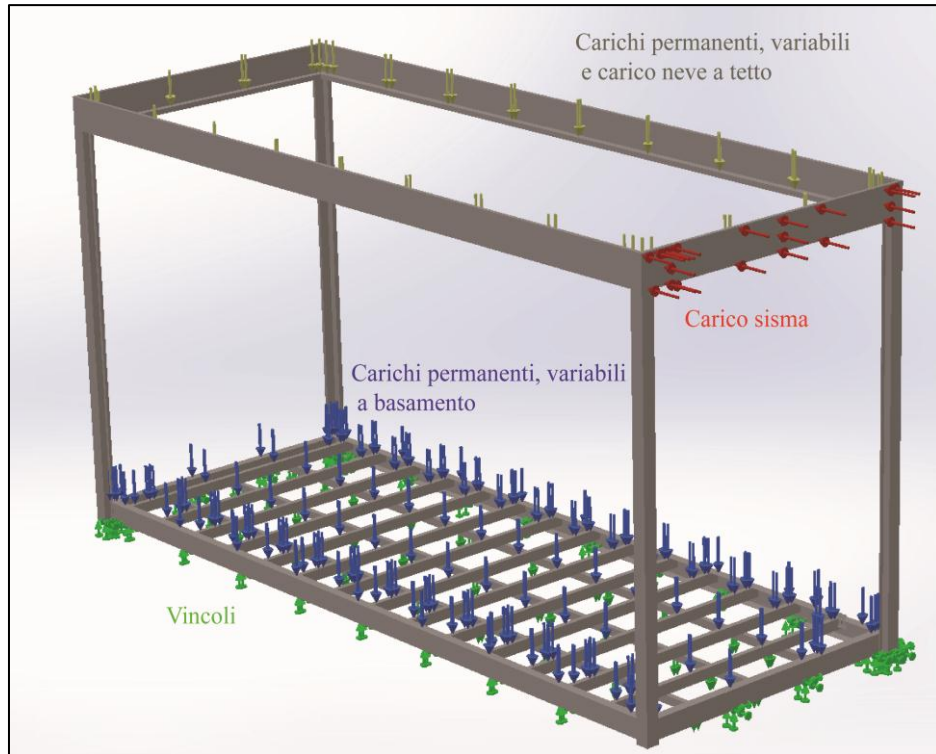


Figura 5.2.12 – Distribuzione dei carichi sulla struttura

Dai dati precedenti si ricavano i valori dei carichi da applicare sulla struttura., nello specifico sul tetto si ha:

$$F_{neve} = q_s \cdot S_{tetto} = 0.80 \cdot 12 = 9.6 \text{ kN}$$

$$F_{car\ per} = q_p \cdot S_{tetto} = 0.2 \cdot 12 = 2.4 \text{ kN}$$

$$F_{tetto} = F_{neve} + F_{car\ per} = 9.6 + 2.4 \cong 12 \text{ kN}$$

Per quanto riguarda il basamento dei locali tecnici:

$$F_{car\ per} = G_K \cdot S_{basamento} = 1.3 \cdot 12 = 16 \text{ kN}$$

$$F_{car\ var} = Q_k \cdot S_{basamento} = 12 \cdot 12 = 144 \text{ kN}$$

$$F_{basamento} = F_{car\ var} + F_{car\ per} = 144 + 16 \cong 160 \text{ kN}$$

Per l'azione sismica, invece:

$$F_v = \frac{W}{g} \cdot S_d(T_1) \cdot \lambda = \frac{14}{9.81} \cdot 5.64 = 8 \text{ kN}$$

L'azione sismica viene applicata al tetto, poiché le masse sono considerate concentrate nei singoli livelli di piano, e su questi si rilevano le spinte sismiche di natura inerziale.

In *Tabella (5.2.1)* si riassumono le entità dei carichi e la loro applicazione sulla struttura.

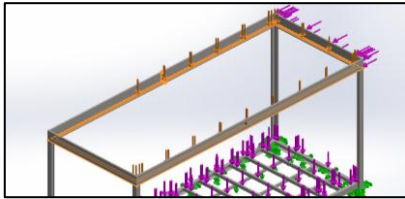
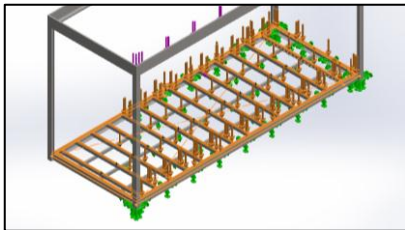
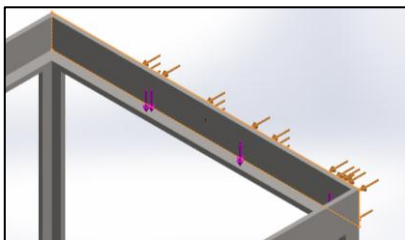
Carico	Posizione del carico	Dettagli del carico
Somma dei carichi permanenti, variabili e carico neve		Entità: 1 facce Tipo: Applica forza normale Valore: 12000 N
Somma dei carichi permanenti e variabili		Entità: 15 facce Tipo: Applica forza normale Valore: 160000 N
Carico sismico		Entità: 1 facce Tipo: Applica forza normale Valore: 8000 N

Tabella 5.2-1 – Applicazione dei carichi sulla struttura di riferimento

Considerando che nella relazione di calcolo i risultati dell'analisi agli elementi finiti, contenuti in appendice della stessa, sono esplicitati nodo per nodo, per cui diventa molto difficile gestire 2000 pagine di risultati per trarne delle informazioni utili. In questa sede si contemplano i risultati ottenuti dal *FEM (Solidworks Simulation ver. 2012)* per capire meglio la fenomenologia dell'analisi, ma la verifica delle singole parti della struttura viene estratta dalla relazione tecnica.

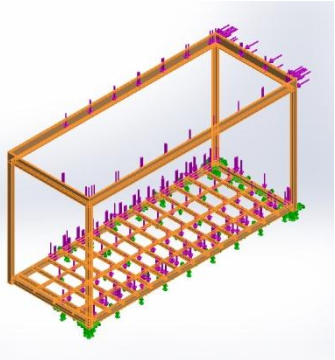
Riferimento modello	Proprietà	Componenti
	<p> Nome: 1.0037 (S235JR) Tipo di modello: Isotropico elastico lineare Snervamento: 2.35e+008 N/m² Resistenza alla trazione: 3.6e+008 N/m² Modulo elastico: 2.1e+011 N/m² Coefficiente di Poisson: 0.28 Densità di massa: 7800 kg/m³ Modulo di taglio: 7.9e+010 N/m² Coefficiente di espansione termica: 1.1e-005 /Kelvin </p>	CorpoSolido 1

Tabella 5.2-2 – Proprietà dei materiali della struttura

Prima di procedere con la verifica dei singoli componenti si analizza la distribuzione della tensione equivalente o di *Von Mises* nella struttura, vedi *Figura (5.2.13)*.

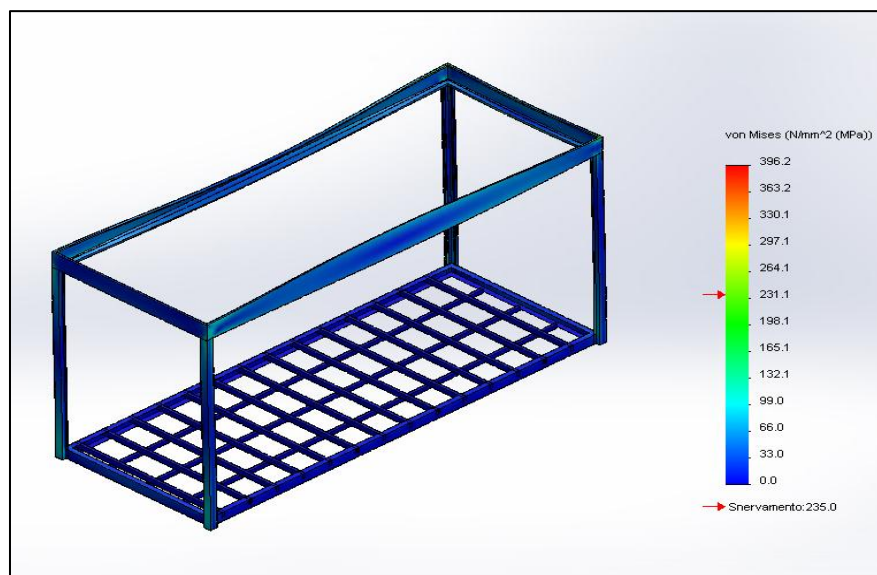


Figura 5.2.13 – Distribuzione della tensione equivalente nel modello

Nella figura si può notare come la tensione equivalente $\sigma_{Von Mises}$ rimane sempre al di sotto della tensione di snervamento del materiale ($\sigma_{snerv} = 235 \text{ MPa}$), quindi la struttura non subisce deformazioni permanenti e riesce ad assorbire, per via della sua duttilità rispetto alle costruzioni in calcestruzzo, le azioni sismiche.

Si passa ora alla verifica degli elementi strutturali, in *Figura (5.2.14)* la colonna d'angolo:

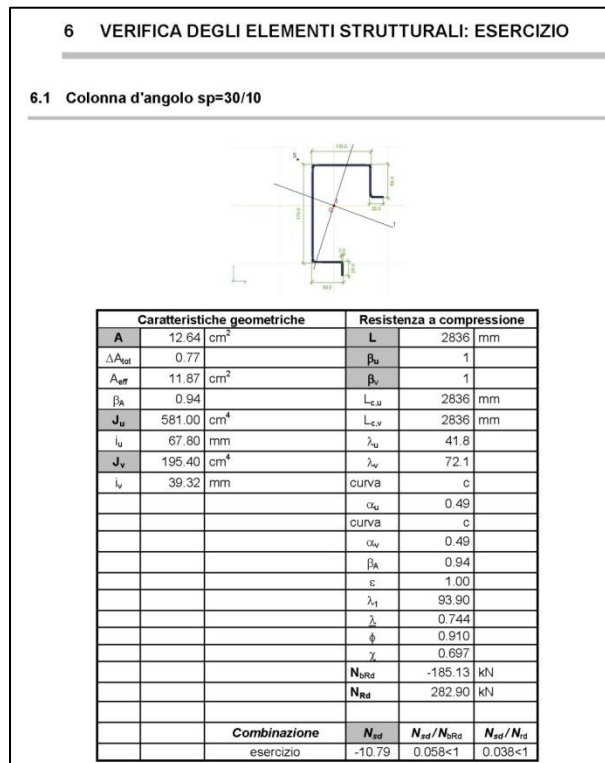


Figura 5.2.14 – Step 6a – Verifica strutturale della colonna d'angolo

In particolare, vedi *Figura (5.2.14)*, si era ipotizzato un comportamento pendolare per cui la colonna d'angolo è sollecitata solo da sforzi normali. Essendo una struttura avente sezione sottile di *classe 4* e poiché sollecitata a compressione si fanno le verifiche all'instabilità considerando l'area effettiva secondo le indicazioni fornite da *UNI EN 1993-1-3*.

Vengono così verificati tutti gli elementi strutturali su cui gravano le azioni considerate in precedenza. Nel passo successivo vengono verificati, vedi *Figura (5.2.15)*, gli elementi che fanno parte del tetto sottoposti a momento flettente a causa dei carichi del peso proprio, dei carichi permanenti e del carico neve.

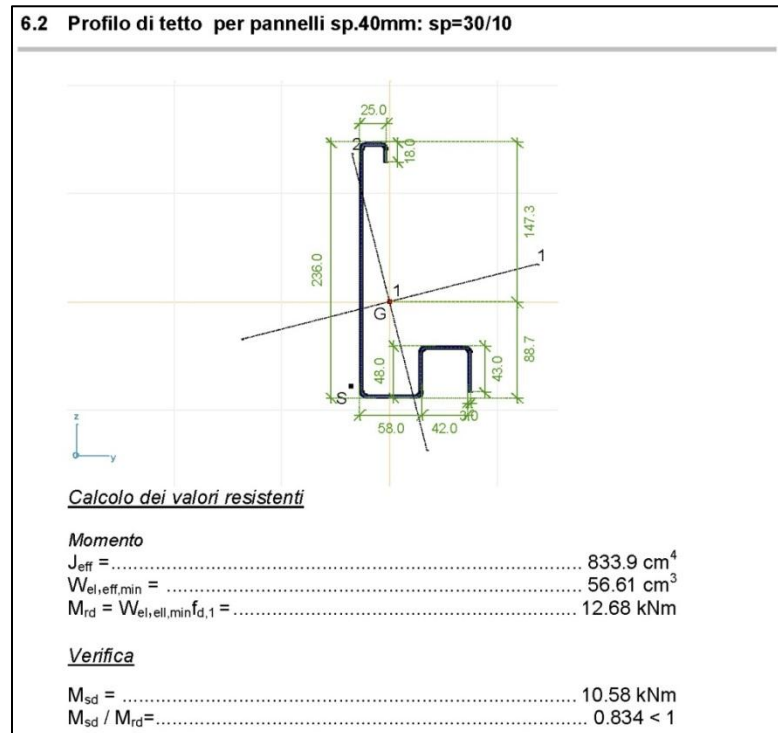
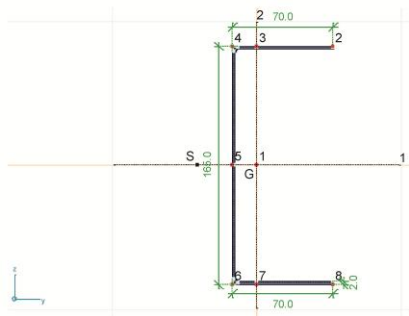


Figura 5.2.15 – Step 6b – Verifica strutturale del profilo tetto 1

In *Figura (5.2.16)* viene verificato il profilo perimetrale del basamento sottoposto ai carichi permanenti e ai carichi variabili.

Si voglia far notare che il profilo risulta essere meno sollecitato dei tubolari, che fanno parte del basamento, poiché su di essi va a scaricarsi la maggior parte dei carichi a pavimento.

6.3 Profilo di base sp=20/10



Come profilo di base si assimila la sezione per i pannelli da 100mm a quella per i pannelli da 40mm, in quanto per gli effetti dell'instabilità locale delle parti soggette a compressione del profilo si deve operare considerando una sezione ridotta. Operando quindi a favore di sicurezza è stata considerata la sezione più piccola.

Calcolo dei valori resistenti

Momento

$J_{eff} =$	203.8 cm ⁴
$W_{el,eff,min} =$	22.06 cm ³
$M_{rd} = W_{el,eff,min} f_{d,1} =$	4.94 kNm

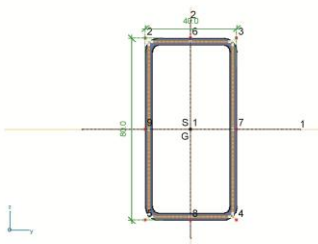
Verifica: basamento 1

$M_{sd} =$	1.92 kNm
$M_{sd} / M_{rd} =$	0.389 < 1

Figura 5.2.16 – Step 6c – Verifica strutturale del profilo basamento

Si verificano i tubolari per il supporto pavimento, vedi *Figura (5.2.17)*, e i tubolari di rinforzo che poggiano a terra, vedi *Figura (5.2.18)*:

6.4 Tubo di base 80x40x1,5



Calcolo dei valori resistenti

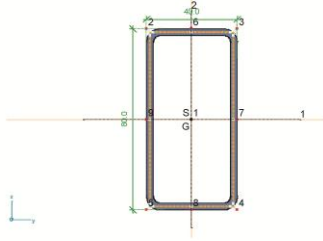
$J =$	29.90 cm ⁴
$W_{pl} =$	9.20 cm ³
$M_{rd} = W_{pl} f_{d,1} =$	2.06 kNm

Verifica: basamento 1

$M_{sd} =$	0.68 kNm
$M_{sd} / M_{rd} =$	0.330 < 1

Figura 5.2.17 – Step 6d – Verifica strutturale tubolare basamento

6.5 Basamento 26: Tubo di rinforzo basamento 80x40x3



Calcolo dei valori resistenti

$J = \dots\dots\dots 52.2 \text{ cm}^4$
 $W_{pl} = \dots\dots\dots 16.5 \text{ cm}^3$
 $M_{rd} = W_{pl} f_{d,1} = \dots\dots\dots 3.696 \text{ kNm}$

Verifica: basamento 1

$M_{sd} = \dots\dots\dots 3.18 \text{ kNm}$
 $M_{sd} / M_{rd} = \dots\dots\dots 0.860 < 1$

Figura 5.2.18 – Step 6e – Verifica strutturale tubolare rinforzo basamento

Si procede ora con il calcolo delle reazioni vincolari, per poter dimensionare i cordoli d'appoggio su cui viene montata la struttura, vedi *Figure (5.2.19-5.2.21)*:

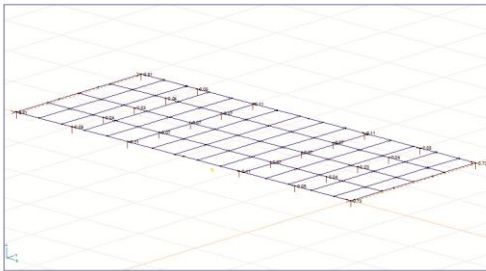
7 Reazioni vincolari

Nel seguito si riportano le azioni trasmesse dal modulo ai cordoli di fondazione: i valori sono riportati per le singole condizioni di carico e non sono affette dai coefficienti di sicurezza parziale.

Si assume z positivo rivolto verso l'alto.

7.1 Basamento modulo 1

7.1.1 Peso Proprio (SW)



Lato sbalzo per pensilina -0.81 kN
Intermedi -0.11 kN
Lato senza sbalzo -0.73 kN
Reazione vincolare complessiva -4.36 kN

Figura 5.2.19 – Step 7a – Valori delle reazioni vincolari del basamento dei locali tecnici sotto l'azione del peso proprio

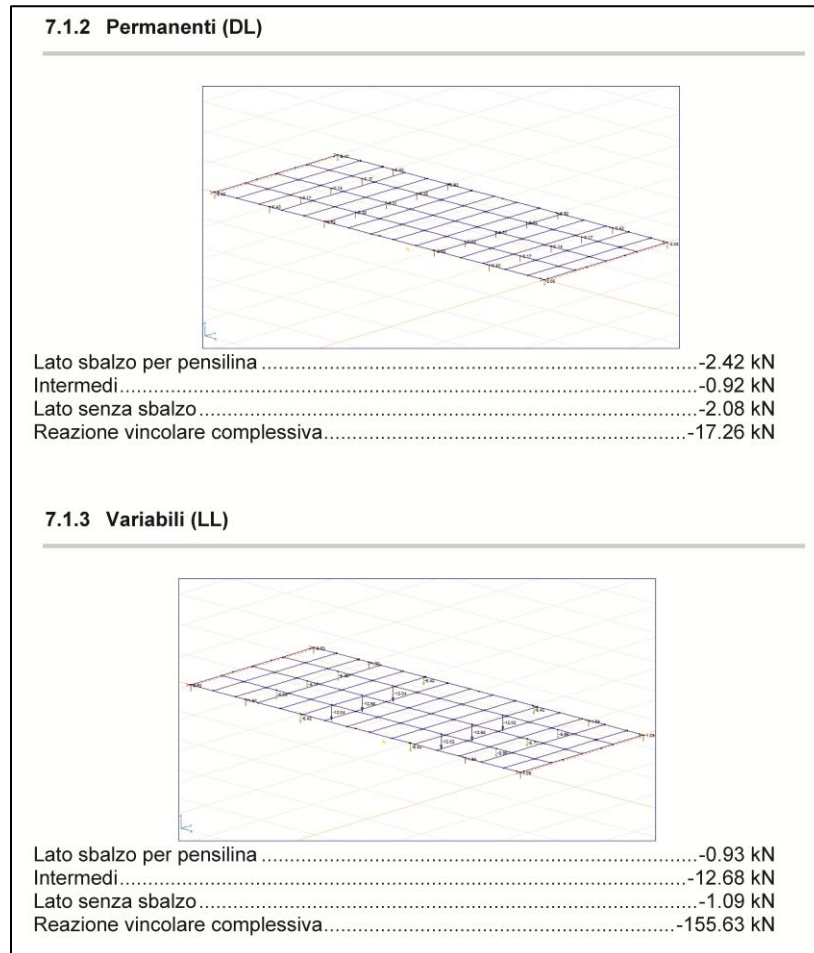


Figura 5.2.20 – Step 7b – Valori delle reazioni vincolari del basamento dei locali tecnici sotto l'azione dei carichi permanenti e variabili

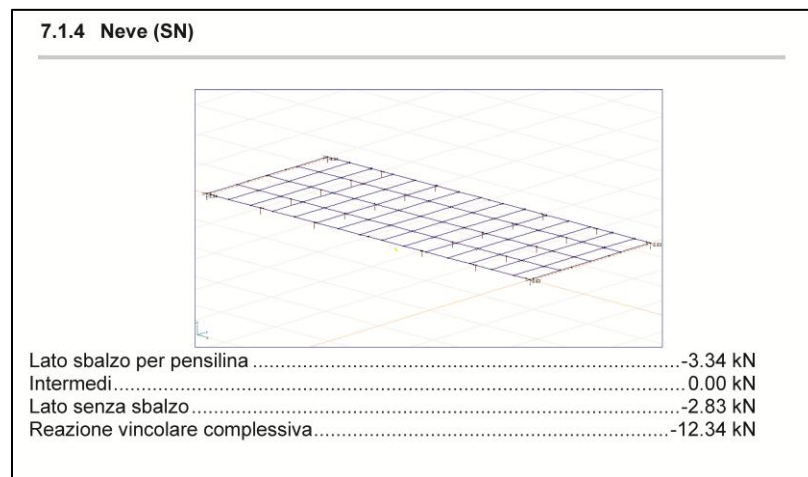


Figura 5.2.21 – Step 7c – Valori delle reazioni vincolari del basamento dei locali tecnici sotto l'azione del carico neve

Capitolo 6 – Considerazioni finali

L'obiettivo iniziale della tesi è quello di ottenere un *vademecum* per lo svolgimento delle analisi strutturali, seguendo le indicazioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 14-01-2008.

Procedura necessaria per svolgere le analisi strutturali in azienda, in quanto ciò permette di conoscere in maniera approfondita il proprio prodotto, perché con l'esperienza che si acquisisce, mantenendo le conoscenze all'interno della azienda stessa, si possono risolvere le criticità di progetto con il risultato di poter migliorare e rendere più economico, indi competitivo, il prodotto.

Non solo, adottando una procedura metodica e razionale si può conoscere meglio l'evoluzione del prodotto con le normative vigenti, e si può tentare con più facilità l'approccio alle norme internazionali, come gli *Eurocodici 0-9*, in modo da riuscire a creare un prodotto conforme e potersi proporre al mercato internazionale.

Sono fattori chiave che possono aiutare le aziende a crescere e ad affrontare in maniera costruttiva le difficoltà del momento, adottando un approccio favorevole alla *Ricerca e Sviluppo* del prodotto.

In tal senso il presente lavoro non vuol essere un'opera "compiuta" ma in fase di sviluppo e in continua evoluzione, sia nell'affinamento delle procedure e sia nella ricerca del modello *FEM* che meglio simuli il comportamento reale della struttura. E' proprio su quest'aspetto che verge l'attenzione, nella ricerca di adottare un modello *FEM* monodimensionale, come nel caso della relazione tecnica da parte dello studio tecnico

esterno, o di un modello *FEM* tridimensionale, come nell'esempio condotto nel presente lavoro.

Poiché si tratta di strutture aventi dimensioni rilevanti, nell'ordine delle *decine di metri*, rispetto agli spessori dei componenti in gioco, *3/4 mm*, diventa fondamentale la scelta del tipo di modello, monodimensionale o tridimensionale, da utilizzare. Ciò andrebbe infatti ad inficiare sul tempo di elaborazione del modello matematico durante la creazione delle *mesh*.

Nell'esempio riportato nel Capitolo 5 si è utilizzato, partendo da un modello Cad da semplice estrusione, un modello *FEM* tridimensionale con circa *320000* nodi e *160000* elementi ed ha richiesto un tempo di elaborazione di circa *2* minuti, risultato più che soddisfacente, ma c'è da stabilire quanto sia affidabile rispetto al modello Cad costituito da lamiera o *sheetmetal* che è più congruente alla realtà.

In più è anche da verificare quanto il modello di analisi statica lineare sia rispondente alle reali condizioni di utilizzo della struttura.

Questi ed altri spunti possono caratterizzare estensioni future del presente lavoro in linea col principio della continua evoluzione delle fasi di progettazione.



Appendice

A1. Verifiche agli stati limite ultimi

Resistenza di calcolo

La resistenza di calcolo delle membrature R_d si pone nella forma:

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

dove:

R_k è il valore caratteristico della resistenza – trazione, compressione, flessione, taglio e torsione della membratura, determinata dai valori caratteristici delle resistenza dei materiali f_{yk} e dalle caratteristiche geometriche degli elementi strutturali, dipendenti dalla classe della sezione; nel caso in cui si abbiano elementi con sezioni di classe 4 può farsi riferimento alle caratteristiche geometriche “efficaci”, area efficace A_{eff} , modulo di resistenza efficace W_{eff} , modulo di inerzia efficace J_{eff} , valutati seguendo il procedimento indicato in *UNI EN1993-1-5*. Nel caso di elementi strutturali formati a freddo e lamiere sottili, per valutare le caratteristiche geometriche “efficaci” si può fare riferimento a quanto indicato in *UNI EN1993-1-3*.

γ_M è il fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato.

Per le verifiche di resistenza delle sezioni delle membrature, con riferimento ai modelli di resistenza ed utilizzando acciai dal grado *S235* al grado *S460*, si adottano i fattori parziali γ_{M0} e γ_{M2} . Il coefficiente di sicurezza γ_{M2} , in particolare, deve essere

impiegato qualora si eseguano verifiche di elementi tesi nelle zone di unione delle membrature indebolite dai fori.

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

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

Tabella A-1 – Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Resistenza delle membrature

Per la verifica delle travi la resistenza di calcolo da considerare dipende dalla classificazione delle sezioni.

La verifica in campo elastico è ammessa per tutti i tipi di sezione, con l'avvertenza di tener conto degli effetti di instabilità locale per le sezioni di classe 4.

Le verifiche in campo elastico, per gli stati di sforzo piani tipici delle travi, si eseguono con riferimento al seguente criterio:

$$\sigma_{X,Ed}^2 + \sigma_{Z,Ed}^2 - \sigma_{Z,Ed} \cdot \sigma_{X,Ed} + 3 \cdot \tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk}/\gamma_{M0})^2$$

dove:

$\sigma_{X,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;

$\sigma_{Z,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;

τ_{Ed} è il valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura.

La verifica in campo plastico richiede che si determini una distribuzione di tensioni interne "staticamente ammissibile", cioè in equilibrio con le sollecitazioni applicate (**N**, **M**, **T**, ecc.) e rispettosa della condizione di plasticità.

I modelli resistenti esposti nei paragrafi seguenti definiscono la resistenza delle sezioni delle membrature nei confronti delle sollecitazioni interne, agenti separatamente o contemporaneamente.

Per le sezioni di classe 4, in alternativa alle formule impiegate nel seguito, si possono impiegare altri procedimenti di comprovata validità.

Trazione

L'azione assiale di calcolo N_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

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

dove la resistenza di calcolo a trazione $N_{t,Rd}$ di membrature con sezioni indebolite da fori per collegamenti bullonati o chiodati deve essere assunta pari al minore dei valori seguenti:

- a. la resistenza plastica della sezione lorda, A ,

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

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

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

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

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

Compressione

La forza di compressione di calcolo N_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

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

dove la resistenza di calcolo a compressione della sezione $N_{c,Rd}$ vale:

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

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

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

Flessione monoassiale (retta)

Il momento flettente di calcolo M_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

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

dove la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione $M_{c,Rd}$ si valuta tenendo conto della presenza di eventuali fori in zona tesa per collegamenti bullonati o chiodati.

La resistenza di calcolo a flessione retta della sezione $M_{c,Rd}$ vale:

per le sezioni di classe 1 e 2:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

per le sezioni di classe 3:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

per le sezioni di classe 4:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

per le sezioni di classe 3, $W_{el,min}$ è il modulo resistente elastico minimo della sezione in acciaio; per le sezioni di classe 4, invece, il modulo $W_{eff,min}$ è calcolato eliminando le parti della sezione inattive a causa dei fenomeni di instabilità locali, secondo il procedimento esposto in *UNI EN1993-1-5*, e scegliendo il minore tra i moduli così ottenuti.

Per la flessione biassiale si veda oltre.

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

$$\frac{0.9 \cdot A_{f,net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A_f \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

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

Taglio

Il valore di calcolo dell'azione tagliante V_{Ed} deve rispettare la condizione

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

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

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

dove A_v è l'area resistente a taglio.

In presenza di torsione, la resistenza a taglio del profilo deve essere opportunamente ridotta. Per le sezioni ad I o H la resistenza a taglio ridotta è data dalla formula:

$$V_{c,Rd,red} = V_{c,Rd} \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1.25 \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})}}$$

dove $\tau_{t,Ed}$ è la tensione tangenziale massima dovuta alla torsione uniforme. Per sezioni cave, invece, la formula è:

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

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

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})} \leq 1$$

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

La verifica all'instabilità dell'anima della sezione soggetta a taglio e priva di irrigidimenti deve essere condotta in accordo con normative di comprovata validità, se:

$$\frac{h_w}{t} > \frac{72}{\eta} \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}}$$

con η assunto cautelativamente pari a 1, oppure valutato secondo quanto previsto in norme di comprovata validità.

Torsione

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

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

essendo T_{Rd} è la resistenza torsionale di progetto della sezione trasversale. Le torsione agente T_{Ed} può essere considerata come la somma di due contributi

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

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

Flessione e taglio

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

$$V_{Ed} \leq 0.5 \cdot V_{c,Rd}$$

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

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

Posto:

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

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

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

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

Presso o tenso flessione retta

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

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot (1 - n)/(1 - 0.5 \cdot a) \leq M_{pl,y,Rd}$$

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

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

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

essendo:

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

$M_{pl,z,Rd}$ il momento resistente plastico a flessione semplice nel piano delle ali,

e posto:

$$n = N_{Ed}/N_{pl,Rd}$$

$$a = (A - 2 \cdot b \cdot t_f)/A \leq 0.5$$

dove:

A è l'area lorda della sezione,

b è la larghezza delle ali,

t_f è lo spessore delle ali.

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

Presso o tenso flessione biassiale

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

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

con $n \geq 0.2$ essendo $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$. Nel caso in cui $n < 0.2$, e comunque per sezioni generiche di classe 1 e 2, la verifica può essere condotta cautelativamente controllando che:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right) + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right) \leq 1$$

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

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

Flessione, taglio e sforzo assiale

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

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

$$f_{y,red} = (1 - \rho) \cdot f_{yk} \quad \text{dove} \quad \rho = \left(\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right)^2$$

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

Stabilità delle membrature

Aste compresse

La verifica di stabilità di un'asta si effettua nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa. Deve essere

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

dove

N_{Ed} è l'azione di compressione di calcolo,

$N_{b,Rd}$ è la resistenza all'instabilità nell'asta compressa, data da
per le sezioni di classe 1, 2 e 3:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

per le sezioni di classe 4:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A_{eff} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

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

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

dove $\Phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$, α è il fattore di imperfezione, ricavato dalla *Tabella (3.5-2)*, e la snellezza adimensionale $\bar{\lambda}$ è pari a

per le sezioni di classe 1, 2 e 3

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

per le sezioni di classe 4.

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

N_{cr} è il carico critico elastico basato sulle proprietà della sezione lorda e sulla lunghezza di libera inflessione l_0 dell'asta, calcolato per la modalità di collasso per instabilità appropriata.

Nel caso in cui $\bar{\lambda}$ sia minore di 0.2 oppure nel caso in cui la sollecitazione di calcolo N_{Ed} sia inferiore a $0.04 N_{cr}$, gli effetti legati ai fenomeni di instabilità per le aste compresse possono essere trascurati.

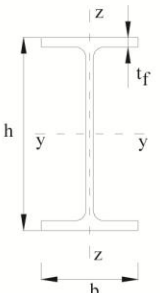
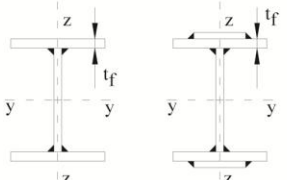

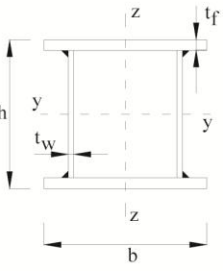
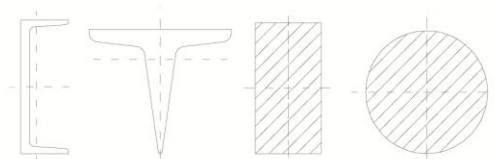
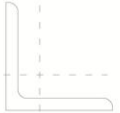
Sezione trasversale		Limiti		Inflexione intorno all'asse	Curva di instabilità	
					S235, S275, S355, S420	S460
Sezioni laminate		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	a b	a ₀ a ₀
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$ mm	y-y z-z	b c	a a
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100$ mm	y-y z-z	b c	a a
			$t_f > 100$ mm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

Tabella A-2 – Curve di instabilità per varie tipologie di sezioni e classi d'acciaio, per elementi compressi

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

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

$$\lambda = l_0/i$$

dove

l_0 è la lunghezza d'inflexione nel piano considerato,

i è il raggio d'inerzia relativo.

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

Travi inflesse

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

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

dove:

M_{Ed} è il massimo momento flettente di calcolo

$M_{b,Rd}$ è il momento resistente di progetto per l'instabilità.

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

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

dove:

W_y è il modulo resistente della sezione, pari al modulo plastico $W_{pl,y}$, per le sezioni di classe 1 e 2, al modulo elastico $W_{el,y}$, per le sezioni di classe 3 e che può essere assunto pari al modulo efficace $W_{eff,y}$, per le sezioni di classe 4. Il fattore χ_{LT} è il fattore di riduzione per l'instabilità flessa-torsionale, dipendente dal tipo di profilo impiegato; può essere determinato per profili laminati o composti saldati dalla formula

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

dove $\Phi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta\bar{\lambda}^2]$.

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

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

in cui M_{cr} è il momento critico elastico di instabilità torsionale, calcolato considerando la sezione lorda del profilo e i ritegni torsionali nell'ipotesi di diagramma di momento flettente uniforme. Il fattore di imperfezione α_{LT} è ottenuto dalle indicazioni riportate nella *Tabella (A-2)*.

Il coefficiente $\bar{\lambda}_{LT,0}$ può essere assunto in generale pari a 0.2 e comunque mai superiore a 0.4 (consigliato per sezioni laminate e composte saldate), mentre il coefficiente β può essere assunto in generale pari ad 1 e comunque mai inferiore a 0.75 (valore consigliato per sezioni laminate e composte saldate).

Il fattore f considera la reale distribuzione del momento flettente tra i ritegni torsionali dell'elemento inflesso ed è definito dalla formula

$$f = 1 - 0.5(1 - k_c) [1 - 2(\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2]$$

in cui il fattore correttivo k_c assume i valori riportati in *Tabella (A-4)*.

Sezione trasversale	Limiti	Curva di instabilità da Tabella (3.5-2)
Sezione laminata ad I	h/b ≤ 2	b
	h/b > 2	c
Sezione composta saldata	h/b ≤ 2	c
	h/b > 2	d
Altre sezioni trasversale	-	d

Tabella A-3 – Definizione delle curve d'instabilità per le varie tipologie di sezione e per gli elementi inflessi









Distribuzione del momento flettente	Fattore correttivo k_c
 $\psi = M_{dx} / M_{sx} = 1$	1,0
 $-1 \leq \psi \leq 1$	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$
	0,94
	0,90
	0,91
	0,86
	0,77
	0,82

Tabella A-4 - Coefficiente correttivo del momento flettente per la verifica a stabilità delle travi inflesse

Fragilità alle basse temperature

La temperatura minima alla quale l'acciaio di una struttura saldata può essere utilizzato senza pericolo di rottura fragile, in assenza di dati più precisi, deve essere stimata sulla base della temperatura T alla quale per detto acciaio può essere garantita la resilienza KV , richiesta secondo le norme europee applicabili.

Per quanto riguarda le caratteristiche di tenacità, nel caso di strutture non protette, si assumono come temperatura di riferimento T_{ED} quella minima del luogo di installazione della struttura, con un periodo di ritorno di cinquant'anni T_{md}

$$T_{ED} = T_{md}$$

Nel caso di strutture protette verrà adottata la temperatura T_{md} aumentata di 15°C

$$T_{ED} = T_{md} + 15^{\circ}\text{C}$$

In assenza di dati statistici locali si potrà assumere come temperatura minima di servizio il valore $T_{ED} = -25^{\circ}\text{C}$ per strutture non protette e $T_{ED} = -10^{\circ}\text{C}$ per strutture protette.

Per la determinazione dei massimi spessori di utilizzo degli acciai in funzione

- della temperatura minima di servizio,
- dei livelli di sollecitazione σ_{ED} col metodo agli stati limiti,
- del tipo e del grado dell'acciaio,

può essere utilizzata la *Tabella (A-5)* tratta da *UNI EN 1993-1-10*.

Steel grade	Sub-grade	Charpy energy CVN		Reference temperature T_{Ed} [$^{\circ}\text{C}$]																				
		at T [$^{\circ}\text{C}$]	J_{min}	10	0	-10	-20	-30	-40	-50	10	0	-10	-20	-30	-40	-50	10	0	-10	-20	-30	-40	-50
				$\sigma_{Ed} = 0,75 f_y(t)$						$\sigma_{Ed} = 0,50 f_y(t)$						$\sigma_{Ed} = 0,25 f_y(t)$								
S235	JR	20	27	60	50	40	35	30	25	20	90	75	65	55	45	40	35	135	115	100	85	75	65	60
	J0	0	27	90	75	60	50	40	35	30	125	105	90	75	65	55	45	175	155	135	115	100	85	75
	J2	-20	27	125	105	90	75	60	50	40	170	145	125	105	90	75	65	200	200	175	155	135	115	100
S275	JR	20	27	55	45	35	30	25	20	15	80	70	55	50	40	35	30	125	110	95	80	70	60	55
	J0	0	27	75	65	55	45	35	30	25	115	95	80	70	55	50	40	165	145	125	110	95	80	70
	J2	-20	27	110	95	75	65	55	45	35	155	130	115	95	80	70	55	200	190	165	145	125	110	95
	M,N	-20	40	135	110	95	75	65	55	45	180	155	130	115	95	80	70	200	200	190	165	145	125	110
	ML,NL	-50	27	185	160	135	110	95	75	65	200	200	180	155	130	115	95	230	200	200	200	190	165	145
S355	JR	20	27	40	35	25	20	15	10	10	65	55	45	40	30	25	25	110	95	80	70	60	55	45
	J0	0	27	60	50	40	35	25	20	15	95	80	65	55	45	40	30	150	130	110	95	80	70	60
	J2	-20	27	90	75	60	50	40	35	25	135	110	95	80	65	55	45	200	175	150	130	110	95	80
	K2,M,N	-20	40	110	90	75	60	50	40	35	155	135	110	95	80	65	55	200	200	175	150	130	110	95
	ML,NL	-50	27	155	130	110	90	75	60	50	200	180	155	135	110	95	80	210	200	200	200	175	150	130
S420	M,N	-20	40	95	80	65	55	45	35	30	140	120	100	85	70	60	50	200	185	160	140	120	100	85
	ML,NL	-50	27	135	115	95	80	65	55	45	190	165	140	120	100	85	70	200	200	200	185	160	140	120
S460	Q	-20	30	70	60	50	40	30	25	20	110	95	75	65	55	45	35	175	155	130	115	95	80	70
	M,N	-20	40	90	70	60	50	40	30	25	130	110	95	75	65	55	45	200	175	155	130	115	95	80
	QL	-40	30	105	90	70	60	50	40	30	155	130	110	95	75	65	55	200	200	175	155	130	115	95
	ML,NL	-50	27	125	105	90	70	60	50	40	180	155	130	110	95	75	65	200	200	200	175	155	130	115
S690	QL1	-60	30	150	125	105	90	70	60	50	200	180	155	130	110	95	75	215	200	200	200	175	155	130
	Q	0	40	40	30	25	20	15	10	10	65	55	45	35	30	20	20	120	100	85	75	60	50	45
	Q	-20	30	50	40	30	25	20	15	10	80	65	55	45	35	30	20	140	120	100	85	75	60	50
	QL	-20	40	60	50	40	30	25	20	15	95	80	65	55	45	35	30	165	140	120	100	85	75	60
	QL	-40	30	75	60	50	40	30	25	20	115	95	80	65	55	45	35	190	165	140	120	100	85	75
QL1	-40	40	90	75	60	50	40	30	25	135	115	95	80	65	55	45	200	190	165	140	120	100	85	
	-60	30	110	90	75	60	50	40	30	160	135	115	95	80	65	55	200	200	190	165	140	120	100	

Tabella A-5 – Valori massimi di spessore consentiti per gli acciai strutturali

Per membrature compresse valgono le prescrizioni della *Tabella (3.5-6)* con

$$\sigma_{ED} = 0,25 f_y.$$

Tale tabella è valida per velocità di deformazione non superiori a $\dot{\epsilon}_0 = 4 \cdot 10^{-4}/s$ e per materiali che non abbiano subito incrudimenti e/o invecchiamenti tali da alterarne le caratteristiche di tenacità.

A2. Verifiche agli stati limite di esercizio

Spostamenti verticali

Il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento in *Figura(A.1)* è definito come

$$\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$$

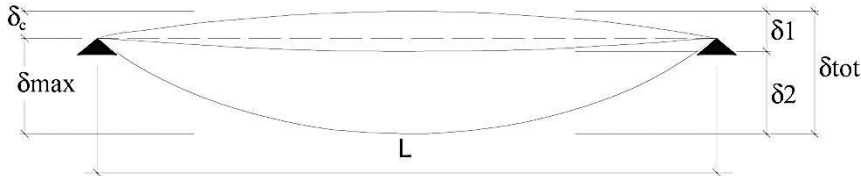


Figura A.1 – Definizione degli spostamenti verticali per le verifiche in esercizio

essendo:

δ_c la monta iniziale della trave,

δ_1 lo spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti,

δ_2 lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili,

δ_{max} lo spostamento nello stato finale, depurato della monta iniziale = $\delta_{tot} - \delta_c$.

Nel caso di coperture, solai e travi di edifici ordinari, i valori limite di δ_{max} e δ_2 , riferiti alle combinazioni caratteristiche delle azioni, sono espressi come funzione della luce L dell'elemento. I valori di tali limiti sono da definirsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle caratteristiche degli elementi strutturali e non strutturali gravanti sull'elemento considerato, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti. In carenza di più precise indicazioni si possono adottare i limiti indicati nella *Tabella (A-6)*, dove L è la luce dell'elemento o, nel caso di mensole, il doppio dello sbalzo.

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti

Tabella A-6 – Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie

Spostamenti orizzontali

Negli edifici gli spostamenti laterali alla sommità delle colonne per le combinazioni caratteristiche delle azioni devono generalmente limitarsi ad una frazione dell'altezza della colonna e dell'altezza complessiva dell'edificio da valutarsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti.

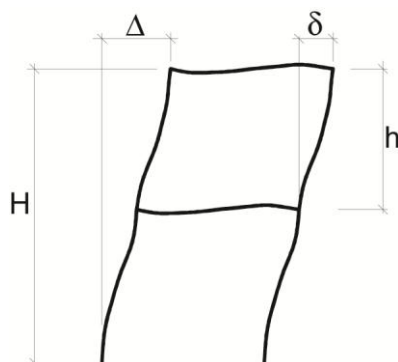


Figura A 2 – Definizione spostamenti orizzontali per le verifiche in esercizio

In assenza di più precise indicazioni si possono adottare i limiti per gli spostamenti orizzontali indicati in *Tabella (A-7)* (Δ spostamento in sommità; δ spostamento relativo di piano – *Figura (A.2)*).

Tipologia dell'edificio	Limiti superiori per gli spostamenti orizzontali	
	$\frac{\delta}{h}$	$\frac{\Delta}{H}$
Edifici industriali monopiano senza carroponete	$\frac{1}{150}$	/
Altri edifici monopiano	$\frac{1}{300}$	/
Edifici multipiano	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{500}$
<i>In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti</i>		

Tabella A-7 – Limiti di deformabilità per costruzioni soggette ad azioni orizzontali

Stato limite di deformazioni delle anime

Le deformazioni laterali delle anime devono essere limitate per evitare effetti negativi, per impedire bruschi cambiamenti di forma della configurazione di equilibrio ed evitare fessurazioni da fatica nei cordoni di saldatura fra anima e piattabande.

Strutture di elevata flessibilità e soggette a carichi ciclici:

I controlli di accettabilità della percezione devono essere condotti seguendo metodologie e limitazioni suggerite da normative di comprovata validità.

Oscillazioni prodotte dal vento:

Le strutture di elevata flessibilità, quali edifici alti e snelli, coperture molto ampie, ecc., devono essere verificate per gli effetti indotti dall'azione dinamica del vento sia per le vibrazioni parallele che per quelle perpendicolari all'azione del vento. Le verifiche devono condursi per le vibrazioni indotte dalle raffiche e per quelle indotte dai vortici.

Stato limite di plasticizzazioni locali

Nelle strutture in acciaio è normale che la presenza di tensioni residue (dovute a processi di fabbricazione, tolleranze, particolarità di alcuni dettagli, variazioni localizzate della temperatura) produca concentrazioni di tensioni e conseguenti plasticizzazioni localizzate. Queste non influenzano la sicurezza dell'opera nei confronti degli stati limite ultimi.

In presenza di fenomeni di fatica a basso numero di cicli ci si deve cautelare mediante specifiche verifiche.

A3. Verifica dei collegamenti scioglibili e permanenti

Nel presente paragrafo sono considerati sistemi di unione elementari, in quanto parti costituenti i collegamenti strutturali tra le membrature in acciaio. In particolare, sono presentati metodi per calcolare le prestazioni resistenti e le relative modalità e regole per la realizzazione dei vari tipi di unione esaminati. Le tipologie di unione analizzate sono quelle realizzate tramite bulloni, chiodi, perni e saldature.

Le sollecitazioni agenti nei collegamenti allo *stato limite ultimo* e allo *stato limite di esercizio* si devono valutare con i criteri indicati in precedenza.

Le sollecitazioni così determinate possono essere distribuite, con criteri elastici oppure plastici, nei singoli elementi costituenti i collegamenti strutturali tra le membrature a condizione che:

- le azioni così ripartite fra gli elementi di unione elementari (unioni) del collegamento siano in equilibrio con quelle applicate e soddisfino la condizione di resistenza imposta per ognuno di essi;

- le deformazioni derivanti da tale distribuzione delle sollecitazioni all'interno degli elementi di unione non superino la loro capacità di deformazione.

Unioni con bulloni soggetti a carichi statici

Le unioni realizzate con bulloni si distinguono in “*non precaricate*” e “*precaricate*”.

Nei collegamenti con bulloni “*non precaricati*” si possono impiegare viti delle classi di resistenza da 4.6 a 10.9; nei collegamenti con bulloni “*precaricati*” si devono impiegare viti delle classi di resistenza 8.8 e 10.9.

Per il calcolo della resistenza a taglio delle viti, per il rifollamento delle piastre collegate e per il precarico dei bulloni, si adottano i fattori parziali γ_M indicati in *Tabella(A-8)*:

Resistenza dei bulloni	$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistenza delle saldature a parziale penetrazione e a cordone d'angolo	
Resistenza dei piatti a contatto	
Resistenza a scorrimento per SLU	$\gamma_{M3} = 1,25$
per SLE	$\gamma_{M3} = 1,10$
Precarico di bulloni ad alta resistenza	$\gamma_{M7} = 1,10$

Tabella A-8 – Coefficienti di sicurezza per la verifica delle unioni

Nei giunti con bulloni ad alta resistenza “*precaricati*” la resistenza ad attrito dipende dalle modalità di preparazione delle superfici a contatto, dalle modalità di esecuzione e dal gioco foro-bullone. In via semplificativa la resistenza di progetto allo scorrimento di un bullone ad attrito si calcolerà assumendo una forza di precarico pari al 70% della resistenza ultima a trazione del bullone.

Il valore della forza di “*precarico*” da assumere nelle unioni progettate ad attrito, per lo stato limite di servizio oppure per lo stato limite ultimo è pari quindi a

$$F_{p,cd} = 0.7 \cdot \frac{f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M7}}$$

dove A_{res} è l'area resistente della vite del bullone.

Il coefficiente di attrito tra le piastre μ a contatto nelle unioni “*pre-caricate*” è in genere assunto pari a

- 0,45 quando le giunzioni siano sabbiate al metallo bianco e protette sino al serraggio dei bulloni,
- 0,30 in tutti gli altri casi.

La posizione dei fori per le unioni bullonate deve rispettare le limitazioni presentate nella Tabella(A-9), che fa riferimento agli schemi di unione riportati nella Figura(A.3) sottostante:

Tabella A-9 – Posizione dei fori per unioni bullonate

Distanze e interassi (come in figura)	Minimo	Massimo		
		Unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni non esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni di elementi in acciaio resistente alla corrosione (EN10025-5)
e_1	$1,2 d_0$	$4t+40\text{mm}$	-	$\max(8t;125\text{mm})$
e_2	$1,2 d_0$	$4t+40\text{mm}$	-	$\max(8t;125\text{mm})$
p_1	$2,2 d_0$	$\min(14t;200\text{mm})$	$\min(14t;200\text{mm})$	$\min(14t;175\text{mm})$
$p_{1,0}$	-	$\min(14t;200\text{mm})$	-	-
$p_{1,i}$	-	$\min(28t;400\text{mm})$	-	-
p_2	$2,4 d_0$	$\min(14t;200\text{mm})$	$\min(14t;200\text{mm})$	$\min(14t;175\text{mm})$

L'instabilità locale del piatto posto tra i bulloni/chiodi non deve essere considerata se $(p_1/t) < [9(235/f_y)^{0.5}]$; in caso contrario si assumerà una lunghezza di libera inflessione pari a $0.6 \cdot p_1$.
 t è lo spessore minimo degli elementi esterni collegati.

Figura A 3 – Disposizione dei fori

I fori devono avere diametro uguale a quello del bullone maggiorato al massimo di 1 mm, per bulloni sino a 20 mm di diametro, e di 1,5 mm per bulloni di diametro maggiore di 20 mm. Si può derogare da tali limiti quando eventuali assestamenti sotto i carichi di servizio non comportino il superamento dei limiti di deformabilità o di servizio. Quando necessario, è possibile adottare “accoppiamenti di precisione” in cui il gioco foro-bullone non dovrà superare 0,3 mm per bulloni sino a 20 mm di diametro e 0,5 mm per bulloni di diametro superiore, o altri accorgimenti di riconosciuta validità.

Unioni con bulloni soggette a taglio e/o a trazione

La resistenza di calcolo a taglio dei bulloni $F_{v,Rd}$, per ogni piano di taglio che interessa il gambo dell'elemento di connessione, può essere assunta pari a:

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot \frac{f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}}, \quad \text{bulloni classe 4.6, 5.6 e 8.8;}$$

$$F_{v,Rd} = 0.5 \cdot \frac{f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}}, \quad \text{bulloni classe 6.8 e 10.9;}$$

A_{res} indica l'area resistente della vite e si adotta quando il piano di taglio interessa la parte filettata della vite.

Nei casi in cui il piano di taglio interessa il gambo non filettato della vite si ha

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot \frac{f_{tb} \cdot A}{\gamma_{M2}}, \quad \text{bulloni - tutte le classi di resistenza;}$$

dove A indica l'area nominale del gambo della vite e f_{tb} , invece, indica la resistenza a rottura del materiale impiegato per realizzare il bullone.

La resistenza di calcolo a rifollamento $F_{b,Rd}$ del piatto dell'unione bullonata, può essere assunta pari a

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

dove:

d è il diametro nominale del gambo del bullone,

t è lo spessore della piastra collegata,

f_{tk} è la resistenza a rottura del materiale della piastra collegata,

$\alpha = \min \{e_1 / (3 \cdot d_0); f_{tb} / f_t; 1\}$ per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato,

$\alpha = \min \left\{ \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0.25; f_{tb} / f_t; 1 \right\}$ per bulloni interni nella direzione del carico applicato,

$k = \min \left\{ 2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7; 2.5 \right\}$ per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico applicato,

$k = \min \left\{ 1.4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1.7; 2.5 \right\}$ per bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico applicato,

essendo e_1 , e_2 , p_1 e p_2 indicati in *Figura(A.3)* e d_0 il diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone,

La resistenza di calcolo a trazione dei bulloni $F_{t,Rd}$ può essere assunta pari a:

$$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot \frac{f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}}$$

Inoltre, nelle unioni bullonate soggette a trazione è necessario verificare la piastra a punzonamento, la resistenza a punzonamento $B_{p,Rd}$ del piatto collegato è pari a

$$B_{p,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk} / \gamma_{M2}$$

dove d_m è il minimo tra il diametro del dado e il diametro medio della testa del bullone; t_p è lo spessore del piatto e f_{tk} è la tensione di rottura dell'acciaio del piatto.

La resistenza complessiva della singola unione a taglio è perciò data da $\min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd})$, mentre la resistenza della singola unione a trazione è ottenuta come $\min(B_{p,Rd}; F_{t,Rd})$

Nel caso di presenza combinata di trazione e taglio si può adottare la formula di interazione lineare:

$$\frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

con la limitazione $\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$ dove con $F_{V,Ed}$ ed $F_{t,Ed}$ si sono indicate rispettivamente le sollecitazioni di taglio e di trazione agenti sull'unione; per brevità, le resistenze a taglio ed a trazione dell'unione sono state indicate con $F_{V,Rd}$ ed $F_{t,Rd}$.

Unioni a taglio per attrito con bulloni ad alta resistenza

La resistenza di calcolo allo scorrimento $F_{s,Rd}$ di un bullone di classe 8.8 o 10.9 precaricato può essere assunta pari a:

$$F_{s,Rd} = n \cdot \mu \cdot F_{p,c} / \gamma_{M3}$$

dove:

n è il numero delle superfici di attrito,

μ è il coefficiente di attrito visto precedentemente,

$F_{p,c}$ è la forza di precarico del bullone che, in caso di serraggio controllato, può essere assunta pari a $0,7 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}$, invece che pari a $0,7 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M7}$.

Nel caso un collegamento ad attrito con bulloni ad alta resistenza precaricati sia soggetto a trazione $F_{t,Ed}$ (allo *stato limite ultimo*) la resistenza di calcolo allo scorrimento $F_{s,Rd}$ si riduce rispetto al valore sopra indicato e può essere assunta pari a:

$$F_{s,Rd} = n \cdot \mu \cdot (F_{p,c} - 0.8 \cdot F_{t,Ed}) / \gamma_{M3}$$

Nel caso di verifica allo scorrimento nello *stato limite di esercizio*, in modo analogo si può assumere:

$$F_{s,Rd,eser} = n \cdot \mu \cdot (F_{p,c} - 0.8 \cdot F_{t,Ed,eser}) / \gamma_{M3}$$

dove $F_{s,Rd,eser}$ è la sollecitazione di calcolo ottenuta dalla combinazione dei carichi per le verifiche in esercizio.

Unioni saldate

Nel presente paragrafo sono considerate unioni saldate a *piena penetrazione*, a *parziale penetrazione*, ed unioni realizzate con *cordoni d'angolo*. Per i requisiti riguardanti i procedimenti di saldatura, i materiali d'apporto e i controlli idonei e necessari per la realizzazione di saldature dotate di prestazioni meccaniche adeguate ai livelli di sicurezza richiesti, si faccia riferimento alle norme specifiche.

Unioni con saldature a piena penetrazione

I collegamenti *testa a testa*, a *T* e a *croce* a piena penetrazione sono generalmente realizzati con materiali d'apporto aventi resistenza uguale o maggiore a quella degli elementi collegati. Pertanto la resistenza di calcolo dei collegamenti a piena penetrazione si assume eguale alla resistenza di progetto del più debole tra gli elementi connessi. Una saldatura a piena penetrazione è caratterizzata dalla piena fusione del metallo di base attraverso tutto lo spessore dell'elemento da unire con il materiale di apporto.

Unioni con saldature a parziale penetrazione

I collegamenti *testa a testa*, a *T* e a *croce* a parziale penetrazione vengono verificati con gli stessi criteri dei *cordoni d'angolo*. L'altezza di gola dei cordoni d'angolo da utilizzare nelle verifiche è quella teorica, corrispondente alla preparazione adottata e specificata nei disegni di progetto, senza tenere conto della penetrazione e del sovrametallo di saldatura, in conformità con la norma *UNI EN ISO 9692-1:2005*.

Unioni con saldature a cordoni d'angolo

La resistenza di progetto, per unità di lunghezza, dei *cordoni d'angolo* si determina con riferimento all'altezza di gola "a", cioè all'altezza "a" del triangolo iscritto nella sezione trasversale del cordone di *Figura (A.4)*:

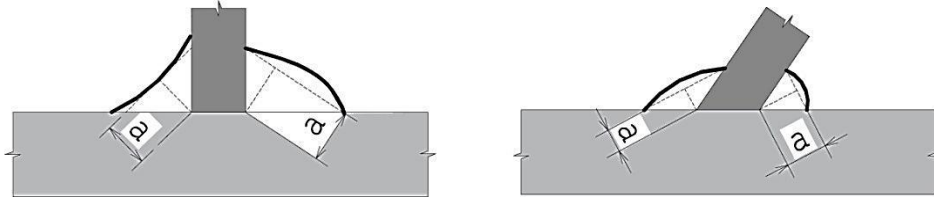


Figura A. 4 – Definizione dell’area di gola per le saldature a cordone d’angolo

La lunghezza di calcolo L è quella intera del cordone, purché questo non abbia estremità palesemente mancanti o difettose.

Eventuali tensioni σ_{\parallel} , definite successivamente, agenti nella sezione trasversale del cordone, inteso come parte della sezione resistente della membratura, non devono essere prese in considerazione ai fini della verifica del cordone stesso.

Per il calcolo della resistenza delle saldature con cordoni d’angolo, qualora si faccia riferimento ai modelli di calcolo presentati nel paragrafo seguente, si adottano i fattori parziali γ_M indicati in *Tabella (A-8)*. E’ possibile utilizzare modelli contenuti in normative di comprovata validità, adottando fattori parziali γ_M che garantiscano i livelli di sicurezza stabiliti.

Ai fini della durabilità delle costruzioni, le saldature correnti a cordoni intermittenti, realizzati in modo non continuo lungo i lembi delle parti da unire, non sono ammesse in strutture non sicuramente protette contro la corrosione.

Per le verifiche occorre riferirsi alternativamente alla sezione di gola nella effettiva posizione o in posizione ribaltata, come indicato nel paragrafo successivo.

Resistenza delle saldature a cordoni d’angolo

Allo stato limite ultimo le azioni di calcolo sui cordoni d’angolo si distribuiscono uniformemente sulla sezione di gola.

Nel seguito si indicano con σ_{\perp} la *tensione normale* e con τ_{\perp} la *tensione tangenziale perpendicolari* all’asse del cordone d’angolo, agenti nella sezione di gola nella sua posizione effettiva, e con σ_{\parallel} la *tensione normale* e con τ_{\parallel} la *tensione tangenziale parallele* all’asse del cordone d’angolo. La tensione normale σ_{\parallel} non influenza la resistenza del cordone.

Considerando la sezione di gola nella sua effettiva posizione, si può assumere la seguente condizione di resistenza

$$[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} \leq f_{tk} / (\beta \cdot \gamma_{M2})$$

Dove:

f_{tk} è la resistenza a rottura del più debole degli elementi collegati,

$\beta = 0.80$ per acciaio *S235*,

$\beta = 0.85$ per acciaio *S275*,

$\beta = 0.90$ per acciaio *S355*,

$\beta = 1$ per acciaio *S420* e *S460*.

Bibliografia

- [1] J. D. Smith, “Shipping containers as building components”, (2006), Department of the Built Environment, University of Brighton
- [2] Eric Heymann, “Container shipping: Overcapacity inevitable despite increasing demand”, (2006), Deutsche Bank Research, Editor Hans-Joachim Frank
- [3] Paul Sawyers, “Intermodal Shipping Container Small Steel Buildings”, <http://paulsawyers.com/>
- [4] ISO 1496-1:1990 Freight containers - Specification and testing
- [5] ISO 668:1995 Series 1 Freight containers -- Classification, dimensions and ratings
- [6] ISO 1161:1984 Series 1 freight containers -- Corner fittings – Specification
- [7] <http://www.jurekotnik.com/index.html> - Jure Kotnik - Architetto – Facoltà Architettura – Università di Ljubljana
- [8] D.M. 14-01-2008 - Norme tecniche per le costruzioni – Ministero delle Infrastrutture
- [9] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008 – Ministero delle Infrastrutture
- [10] EN 1993-1-10:2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-10: Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore

