



UNIVERSITA' degli studi de L'AQUILA
Facoltà di Ingegneria

CORSO

Progettare con l'acciaio in zona sismica

Resp. Scientifico: Prof. Raffaele Landolfo Coordinamento: Prof. Dante Galeota

Beatrice Faggiano



UNIVERSITA' di NAPOLI "Federico II"
Polo delle Scienze e delle Tecnologie
Dip. di Ingegneria Strutturale

MODULO II : TEORIA DELLE STRUTTURE IN ACCIAIO

Lezione n.3 : Introduzione al calcolo, stati limite e classificazione delle sezioni trasversali

Venerdi 16-04-2010

Anno Accademico 2009-2010

Con il contributo di:





LA CONCEZIONE STRUTTURALE

FASI DI PROGETTO

❖ Fase preliminare del progetto

- Materiale
- Sistema resistente alle azioni orizzontali
- Morfologia del complesso strutturale

❖ Fase operativa del progetto

- Analisi strutturale statica o dinamica
- Dimensionamento degli elementi strutturali



LA CONCEZIONE STRUTTURALE

IL COMPLESSO STRUTTURALE



----- **Parte pendolare:**

struttura resistente ai soli carichi verticali

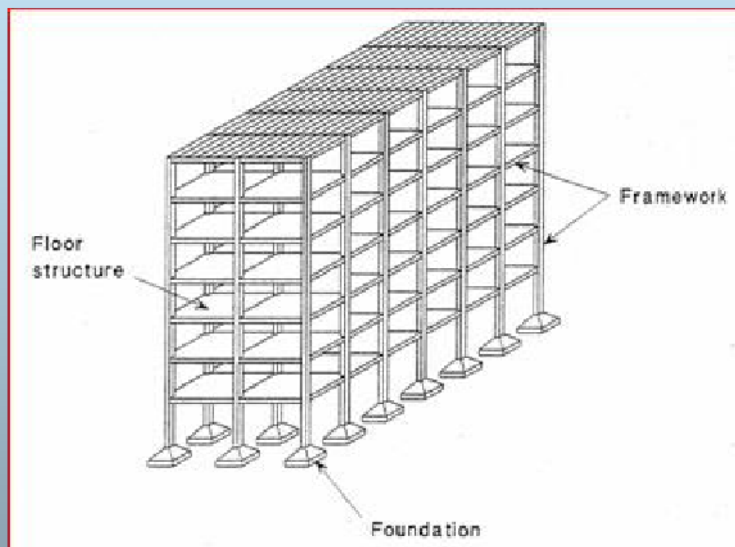
———— **Parte resistente alle azioni orizzontali:**

(quali vento, sisma)

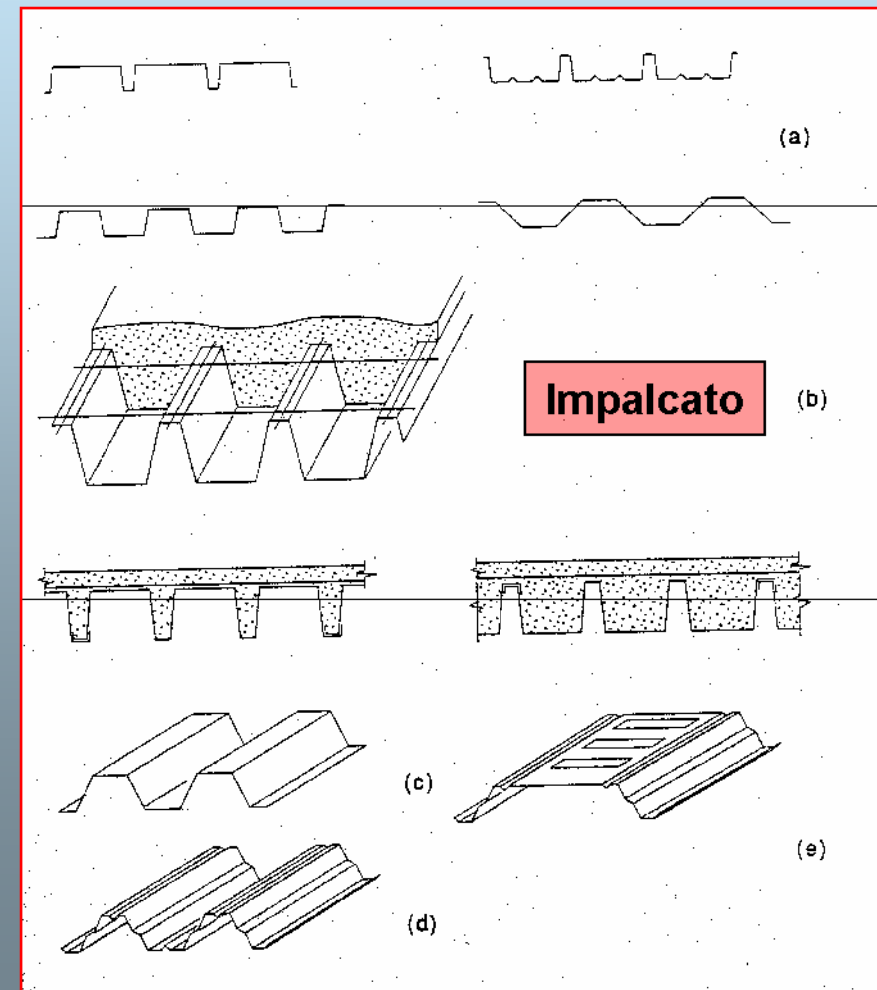


LA CONCEZIONE STRUTTURALE

LA STRUTTURA RESISTENTE AI CARICHI VERTICALI



- Impalcato
- Travi
- Colonne
- Collegamenti
- Fondazioni
- Scale



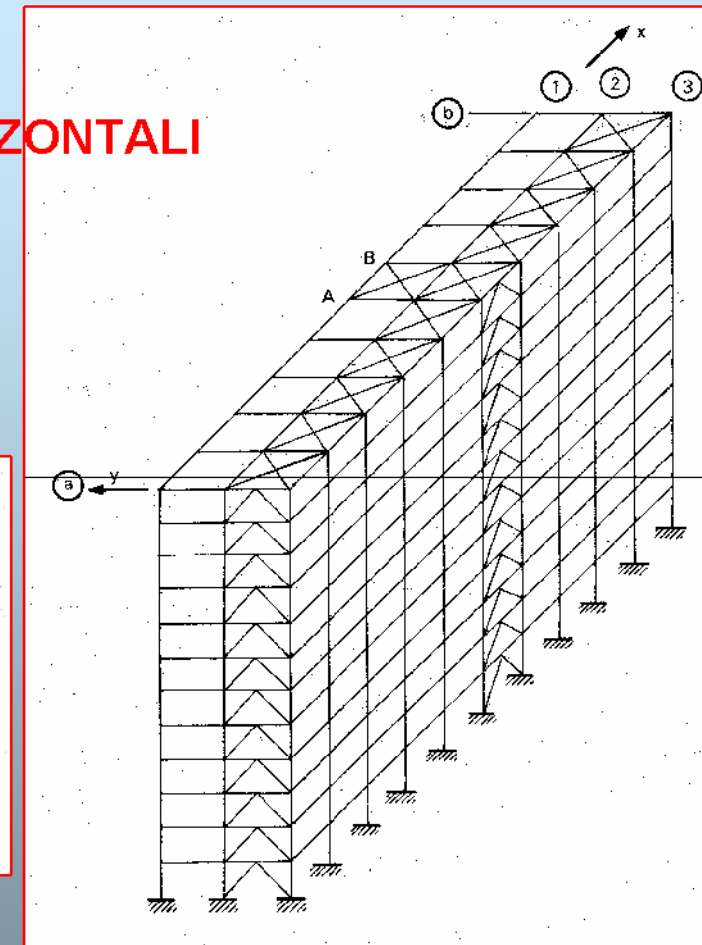
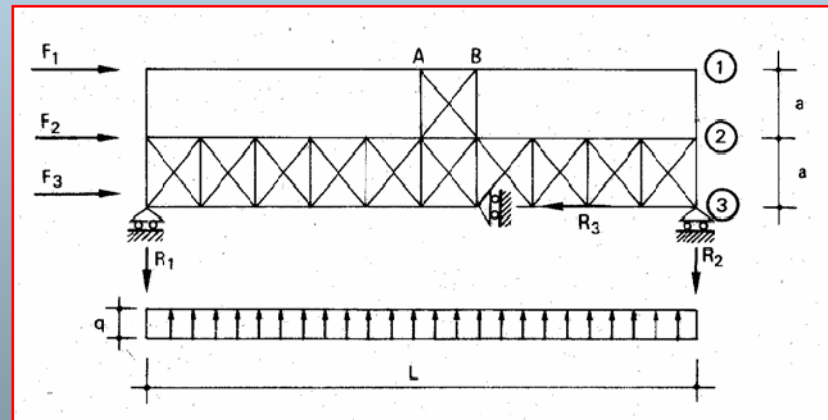


LA CONCEZIONE STRUTTURALE

LA STRUTTURA RESISTENTE ALLE AZIONI ORIZZONTALI

Gli elementi strutturali che costituiscono il sistema resistente alle azioni orizzontali sono:

- I diaframmi orizzontali
- I sistemi verticali



I diaframmi orizzontali

Le azioni esercitate dal sisma sulle costruzioni possono essere schematizzate come forze orizzontali applicate all'altezza degli orizzontamenti nel baricentro delle masse di piano.

I diaframmi orizzontali assorbono le forze orizzontali e le trasmettono agli elementi resistenti verticali



LA CONCEZIONE STRUTTURALE

LA STRUTTURA RESISTENTE ALLE AZIONI ORIZZONTALI

I diaframmi orizzontali

I diaframmi orizzontali devono essere sufficientemente rigidi rispetto alla rigidezza dei sistemi verticali, cosicché le forze orizzontali siano ripartite a questi proporzionalmente alle loro rigidezze laterali.

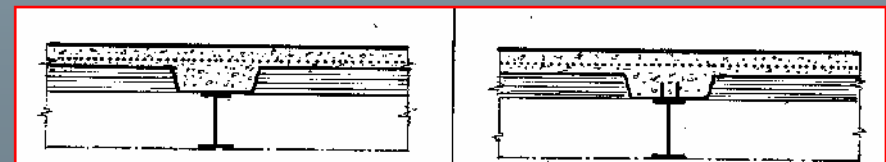
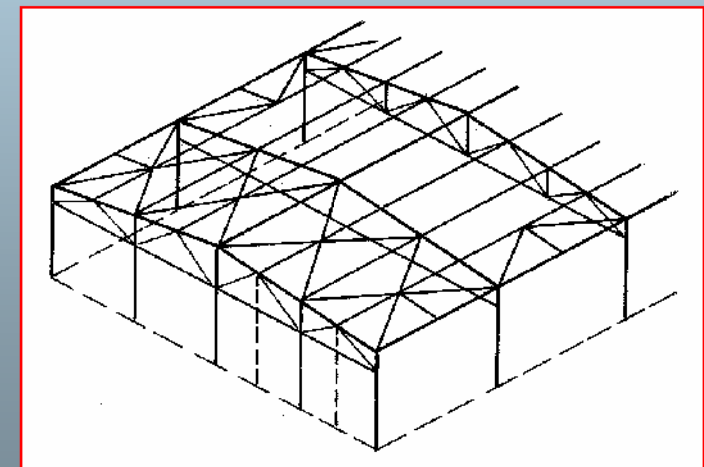
La funzione di diaframma può essere espletata dai seguenti elementi:

- **Controventi orizzontali**

Generalmente adottati nel caso delle coperture dei fabbricati industriali monopiano o quando i solai sono realizzati con elementi semplicemente appoggiati alle travi

- **Solai**

Generalmente adottati se i collegamenti con le travi di piano sono idonei a trasmettere le forze di taglio





LA CONCEZIONE STRUTTURALE

LA STRUTTURA RESISTENTE ALLE AZIONI ORIZZONTALI

I sistemi verticali

Sistemi “Non dissipativi”

Essi resistono in campo elastico anche a terremoti distruttivi

Sistemi “*Dissipativi*”

In caso di terremoti distruttivi essi dissipano energia mediante cicli di deformazioni plastiche di elementi sacrificali, chiamati “*zone dissipative*”

ACCIAIO

Duttile: capacità dissipative molto buone

Resistente: costruzioni leggere e deformabili



forze di progetto ridotte, importanti effetti P- Δ ,
sensibilità ai fenomeni di instabilità locale e globale



LA CONCEZIONE STRUTTURALE

LA STRUTTURA RESISTENTE ALLE AZIONI ORIZZONTALI

I sistemi verticali

Essi ricevono dai diaframmi orizzontali le azioni orizzontali e le trasferiscono alle strutture di fondazione.

Generalmente presentano un comportamento a mensola ☒

La funzione di sistema resistente alle azioni orizzontali può essere assolta dai seguenti elementi strutturali:

- ☒ TELAI
- ☒ CONTROVENTI RETICOLARI
- ☒ PARETI DI CALCESTRUZZO ARMATO
- NUCLEI DI CALCESTRUZZO ARMATO



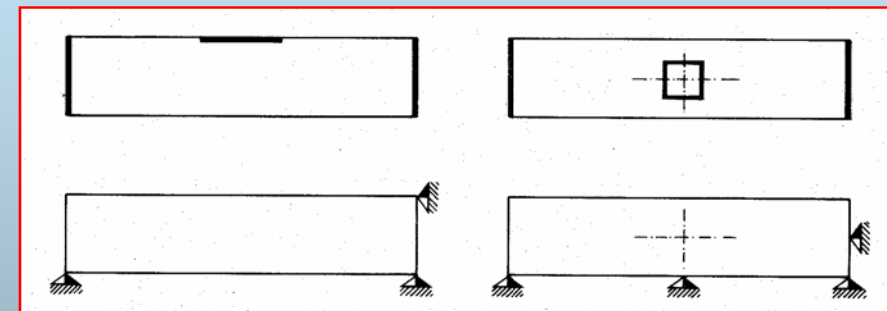
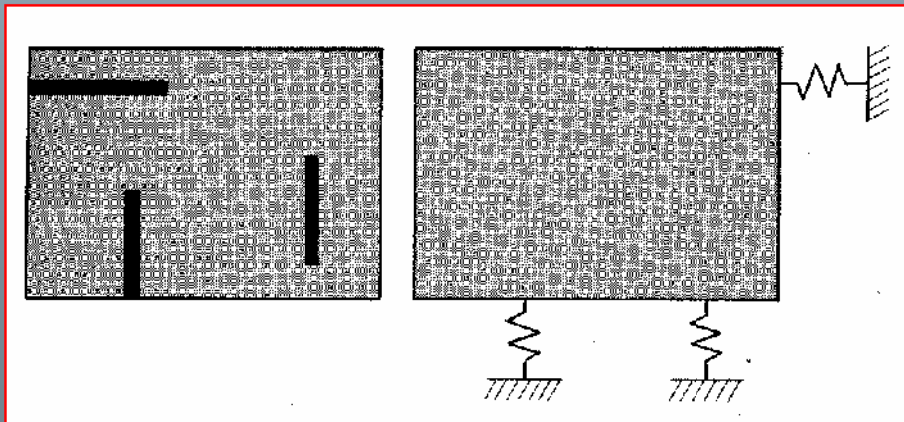
LA CONCEZIONE STRUTTURALE

LA STRUTTURA RESISTENTE ALLE AZIONI ORIZZONTALI

I sistemi verticali

I sistemi strutturali che si comportano come mensole \otimes non sono rigidi rispetto alla torsione e alla flessione fuori piano

Essi costituiscono per il diaframma orizzontale vincoli nel piano unidirezionali. Esercitano tale funzione, a condizione che siano disposti almeno tre elementi nel piano che giacciono in piani verticali indipendenti.



MENSOLE	SISTEMA SISMO-RESISTENTE			
	LABILE PER		ISOSTATICO	IPERSTATICO
	TRASLAZIONE	ROTAZIONE		
2				
3				
4				



LA CONCEZIONE STRUTTURALE

LA STRUTTURA RESISTENTE ALLE AZIONI ORIZZONTALI

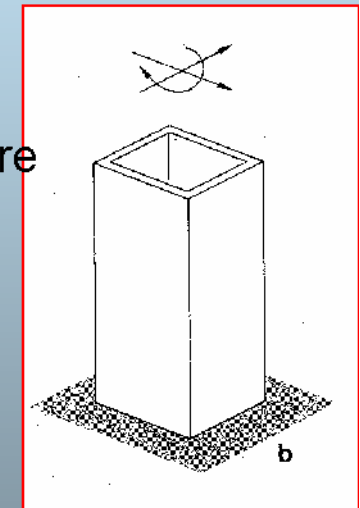
I sistemi verticali

I **NUCLEI** in **CALCESTRUZZO ARMATO** offrono sia rigidezza torsionale sia rigidezza flessionale in ogni direzione.

La presenza anche di un solo nucleo nel piano è sufficiente ad assolvere la funzione di sistema resistente alle azioni orizzontali.

Aspetti critici:

- Azioni trasmesse in fondazione
- Collegamento con struttura in acciaio



LA CONCEZIONE STRUTTURALE

LA STRUTTURA RESISTENTE ALLE AZIONI ORIZZONTALI

I sistemi verticali

TELAI

- Travi
- Colonne
- Collegamenti

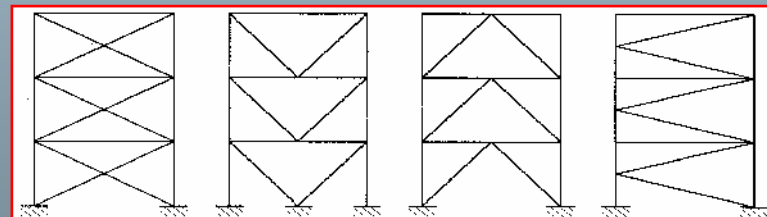
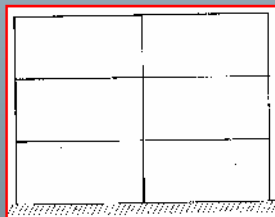
CONTROVENTI CONCENTRICI

- Controventi
- Travi
- Colonne
- Collegamenti

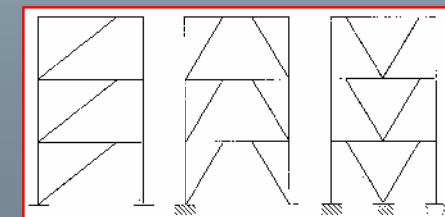
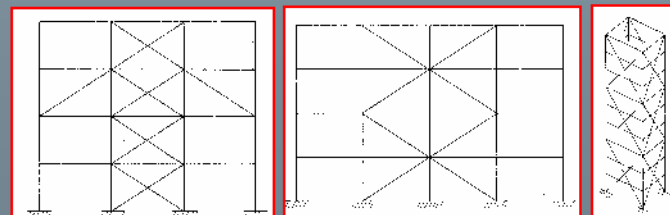
CONTROVENTI ECCENTRICI

- Link
- Controventi
- Travi
- Colonne
- Collegamenti

Principali tipologie costruttive:



X **V** **V-inverso** **K**





LA CONCEZIONE STRUTTURALE

ELEMENTI NON STRUTTURALI

Tramezzi interni e tamponature di facciata

Sono generalmente considerati come elementi non strutturali, tuttavia, se opportunamente concepiti, progettati e collegati alla struttura principale possono dare un contributo significativo a

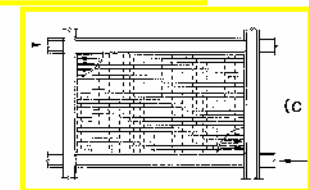
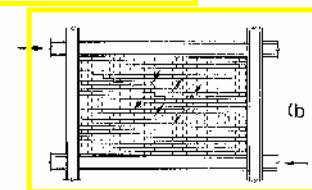
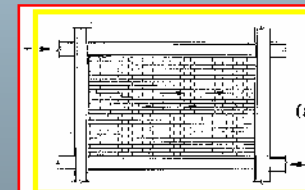
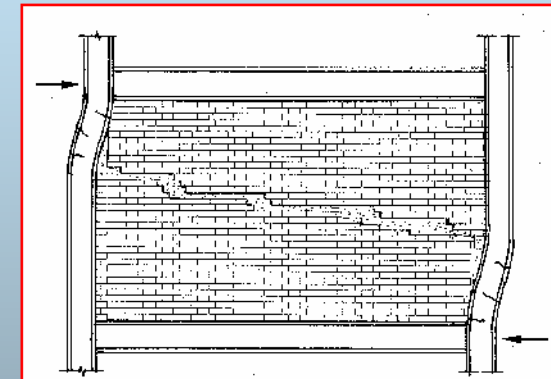
- rigidità laterale della struttura
- capacità dissipativa della struttura

Nel caso di pannelli in muratura, a causa di azioni dinamiche, soprattutto per l'effetto di azioni cicliche dovute al sisma, tali elementi possono essere soggetti a martellamento e azioni di taglio da parte del telaio in cui sono inseriti in corrispondenza dei nodi trave-colonna.

Ciò può essere causa di danneggiamento o collasso localizzato alle estremità delle colonne o di altri meccanismi di rottura:

- (a) Scorrimento orizzontale tra i mattoni
- (b) Lesioni per trazione nella direzione diagonale
- (c) Schiacciamento degli angoli

Pannelli murari



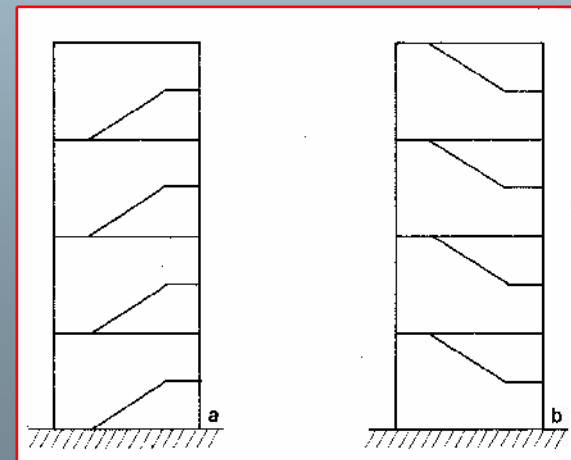
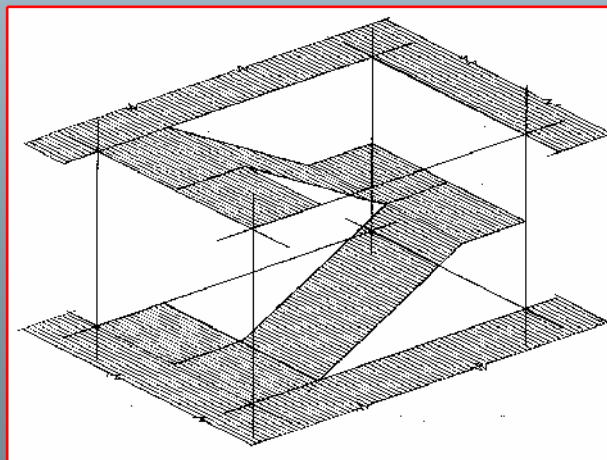
LA CONCEZIONE STRUTTURALE

SCALE

Le scale sono elementi strutturali generalmente inseriti nella parte pendolare di struttura.

Esse sono elementi inclinati di collegamento degli impalcati in direzione verticale, quindi se non sono concepite appropriatamente, possono interferire con la parte di struttura resistente alle azioni orizzontali, alterandone lo schema statico.

Le scale rappresentano una discontinuità all'interno della struttura, in termini di resistenza e rigidezza.





LA CONCEZIONE STRUTTURALE

FONDAZIONI

Le fondazioni devono trasferire al terreno le sollecitazioni provenienti dalla struttura in elevazione, dando luogo a una stato tensionale compatibile con le caratteristiche di resistenza della struttura di fondazione stessa e con la capacità portante del terreno.

Esse devono avere opportuna rigidezza per evitare spostamenti relativi che possano danneggiare la struttura di fondazione stessa, la struttura in elevazione e gli elementi non strutturali.

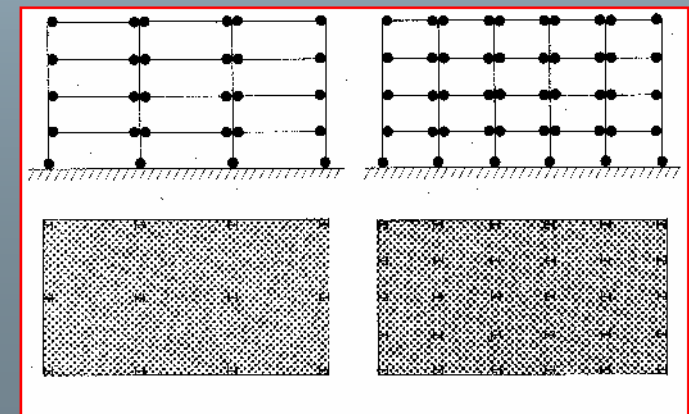
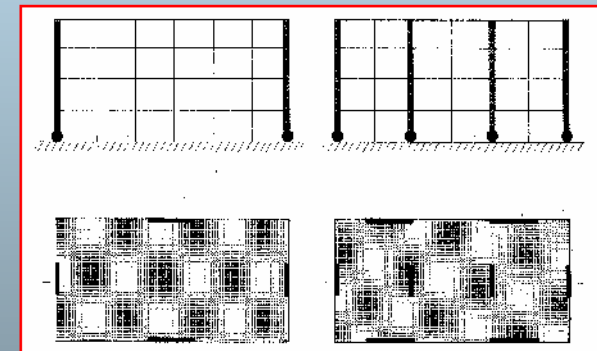
In caso di terremoto, le fondazioni devono trasferire l'azione sismica alla sovrastruttura in modo regolare e uniforme.

Quanto più è uniforme la distribuzione in pianta dei sistemi verticali, tanto minore è l'impegno delle fondazioni.

Tipologie di fondazione:

Fondazioni dirette: piastre, grigliato di travi, plinti isolati collegati da travi

Fondazioni indirette: pali





LA CONCEZIONE STRUTTURALE

LA MORFOLOGIA STRUTTURALE

Configurazione in pianta

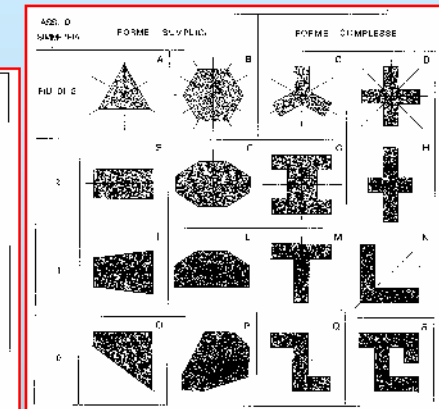
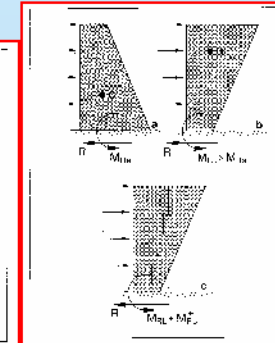
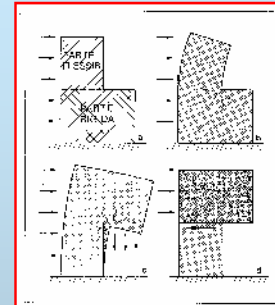
Configurazione in elevazione

REGOLARITÀ:

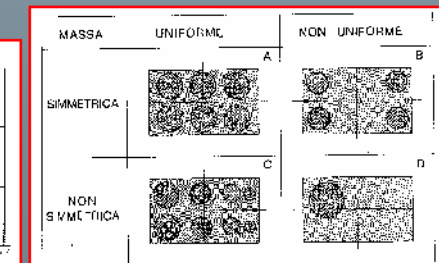
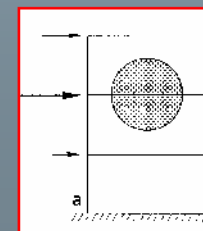
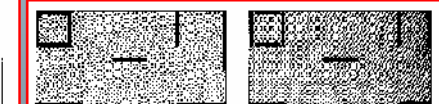
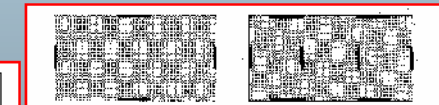
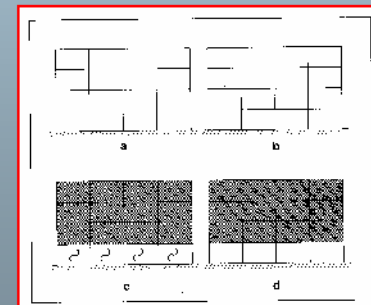
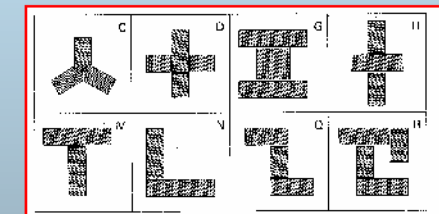
- ✚ Stati tensionali e deformativi uniformi e ben ripartiti tra le membrature
- ✚ Modello strutturale ben approssimato

Parametri:

- le dimensioni
- la forma strutturale
- la distribuzione degli elementi resistenti e irrigidenti
- la distribuzione delle masse



Suddivisioni dei corpi strutturali attraverso giunti di separazione



LA CONCEZIONE STRUTTURALE

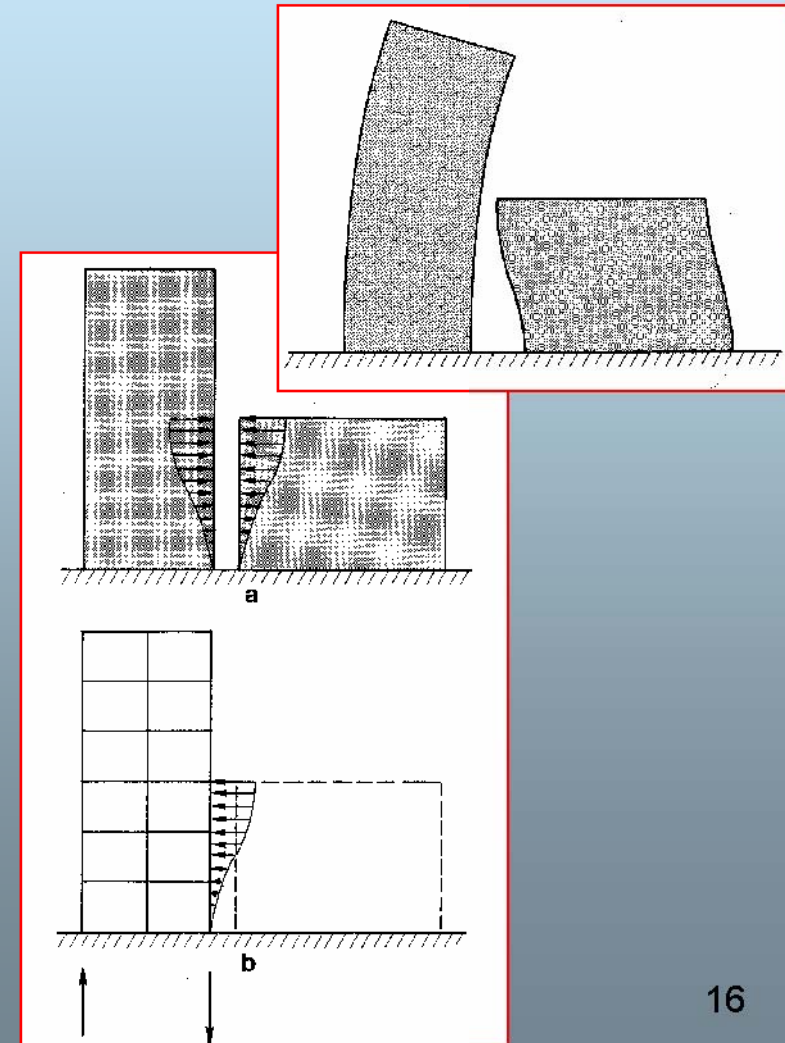
LA MORFOLOGIA STRUTTURALE

Edifici contigui

Devono essere disposti giunti di separazione di larghezza sufficiente ad evitare che durante un terremoto i corpi strutturali adiacenti siano soggetti a martellamento indotto dalle vibrazioni

- L'impatto genera un danneggiamento delle parti in contatto e un incremento del momento ribaltante

I giunti devono essere adattabili e avere una rigidità sufficiente per consentire oscillazioni indipendenti degli edifici adiacenti.





LE NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Legge n.1086 del 05/11/1971 – Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.

Legge n. 64 del 02/02/1974 – Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

D.M.LL.PP. del 14/01/2008 – Norme tecniche per le costruzioni

Circolare M.LL.PP. del 02/03/2009 n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008

Eurocodice 3 - EN 1993: 2005: Design of steel structures

Eurocodice 8 - EN 1998-1-1: 2005: Design of structures for earthquake resistance.



SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE (§ 2)

PRINCIPI FONDAMENTALI (§ 2.1)

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.

❖ Sicurezza nei confronti di STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;

❖ Sicurezza nei confronti di STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;

❖ Robustezza nei confronti di azioni eccezionali

capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

Il superamento di uno **SLU** ha carattere irreversibile e si definisce **COLLASSO**.

Il superamento di uno **SLE** può avere carattere reversibile o irreversibile.



SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE (§ 2)

PRINCIPI FONDAMENTALI (§ 2.1)

La **DURABILITÀ** è definita come conservazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali e delle strutture, è proprietà essenziale affinché i livelli di sicurezza vengano mantenuti durante tutta la vita dell'opera.

Essa deve essere garantita attraverso:

- una opportuna scelta dei materiali
- un opportuno dimensionamento delle strutture
- 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.



SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE (§ 2)

STATI LIMITE (§ 2.2)

Stati Limite Ultimi (SLU) (§ 2.2.1)

I principali **STATI LIMITE ULTIMI** sono elencati nel seguito:

- 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;
- d) Raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura nel suo insieme;
- e) Raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni;
- f) Rottura di membrature e collegamenti per fatica;
- g) Rottura di membrature e collegamenti per altri effetti dipendenti dal tempo;
- h) Instabilità di parti della struttura o del suo insieme.

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

In presenza di azioni sismiche, gli Stati Limite Ultimi sono precisati.



SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE (§ 2)

STATI LIMITE (§ 2.2)

Stati Limite di Esercizio (SLE) (§ 2.2.2)

I principali **STATI LIMITE DI ESERCIZIO** sono elencati nel seguito:

- a) Danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) 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.

In presenza di azioni sismiche, gli Stati Limite di Esercizio sono precisati.



SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE (§ 2)

STATI LIMITE (§ 2.2)

Verifiche (§ 2.2.3)

Le opere strutturali devono essere verificate:

- a) Per gli **STATI LIMITE ULTIMI** che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni;
- b) Per gli **STATI LIMITE DI ESERCIZIO** definiti in relazione alle prestazioni attese.

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.



SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE (§ 2)

VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA (§ 2.3)

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

METODO SEMIPROBABILISTICO AGLI STATI LIMITE basato sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza.

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} definiti, 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 da:

$$R_d \geq E_d$$

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

delle azioni, o direttamente $E_{di} = E_{ki} \gamma_{Ei}$



SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE (§ 2)

VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA (§ 2.3)

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e γ_{Fj} , associati rispettivamente al materiale *i*-esimo e all'azione *j*-esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità

VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO (§ 2.4)

Vita Nominale (§ 2.4.1)

La vita nominale di un'opera strutturale V_N 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 Tab. 2.4.I.

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

	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

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.



SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE (§ 2)

AZIONI SULLE COSTRUZIONI (§ 2.5)

Classificazione delle Azioni (§ 2.5.1)

Classificazione delle azioni in base al modo di esplicarsi (§ 2.5.1.1)

- 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.

Classificazione delle azioni secondo la risposta strutturale (§ 2.5.1.2)

- 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.



SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE (§ 2)

AZIONI SULLE COSTRUZIONI (§ 2.5)

Classificazione delle Azioni (§ 2.5.1)

Classificazione delle azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo (§ 2.5.1.3)

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) (G1);
- peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G2);
- spostamenti e deformazioni imposti, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;
- pretensione e precompressione (P);
- ritiro e viscosità;
- spostamenti differenziali.



SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE (§ 2)

AZIONI SULLE COSTRUZIONI (§ 2.5)

Classificazione delle Azioni (§ 2.5.1)

Classificazione delle azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo (§ 2.5.1.3)

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:** 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.



SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE (§ 2)

AZIONI SULLE COSTRUZIONI (§ 2.5)

Caratterizzazione delle Azioni Elementari (§ 2.5.2)

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_{kj} rappresentano le azioni variabili della combinazione:

- Q_{k1} azione variabile dominante
- Q_{k2}, Q_{k3}, \dots azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante.

Le azioni variabili Q_{kj} vengono combinate con i **coefficienti di combinazione** ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} , i cui valori sono forniti nel § 2.5.3, Tab. 2.5.1, per edifici civili e industriali correnti.

Tabella 2.5.1 – Valori dei coefficienti di combinazione

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



SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE (§ 2)

AZIONI SULLE COSTRUZIONI (§ 2.5)

Caratterizzazione delle Azioni Elementari (§ 2.5.2)

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

- **valore quasi permanente** $\psi_{2j} \times Q_{kj}$:
la media della distribuzione temporale dell'intensità;
- **valore frequente** $\psi_{1j} \times Q_{kj}$:
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)** $\psi_{0j} \times Q_{kj}$:
il valore di durata breve ma ancora significativa nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili.



SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE (§ 2)

AZIONI SULLE COSTRUZIONI (§ 2.5)

Combinazioni delle Azioni (§ 2.5.3)

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

Combinazione fondamentale, SLU:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara), SLE irreversibili, verifiche alle tensioni ammissibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente, SLE reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente, SLE, generalmente per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione sismica, SLU e SLE connessi all'azione sismica E:

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

Combinazione eccezionale, SLU connessi alle azioni eccezionali di progetto A_{d30} :

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



SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE (§ 2)

AZIONI SULLE COSTRUZIONI (§ 2.5)

Degrado (§ 2.5.4)

La struttura deve essere progettata così che il degrado nel corso della sua vita nominale, purché si adotti la normale manutenzione ordinaria, non pregiudichi le sue prestazioni in termini di resistenza, stabilità e funzionalità, portandole al di sotto del livello richiesto dalle presenti norme.

Le misure di protezione contro l'eccessivo degrado devono essere stabilite con riferimento alle previste condizioni ambientali.

La protezione contro l'eccessivo degrado deve essere ottenuta attraverso un'opportuna scelta dei dettagli, dei materiali e delle dimensioni strutturali, con l'eventuale applicazione di sostanze o ricoprimenti protettivi, nonché con l'adozione di altre misure di protezione attiva o passiva.



SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE (§ 2)

AZIONI NELLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE (§ 2.6)

Stati Limite Ultimi (§ 2.6.1)

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: **EQU**
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: **STR**
- lo stato limite di resistenza del terreno: **GEO**

La Tabella 2.6.I fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere generalmente per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi, salvo diverse specifiche.

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽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.



SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE (§ 2)

AZIONI NELLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE (§ 2.6)

Stati Limite Ultimi (§ 2.6.1)

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (**STR**) e geotecnici (**GEO**) si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali.

APPROCCIO 1 si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (**A**), per la resistenza dei materiali (**M**) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (**R**).

Combinazione 1, coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 della Tabella.

Combinazione 2, coefficienti γ_F riportati nella colonna A2.

APPROCCIO 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (**A**), per la resistenza dei materiali (**M**) e, eventualmente, per la resistenza globale (**R**).

Per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1.

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽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.



SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE (§ 2)

AZIONI NELLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE (§ 2.6)

Stati Limite Ultimi (§ 2.6.1)

Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni:

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.

Tabella 2.6.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU*

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽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.



AZIONI SULLE COSTRUZIONI (§ 3)

OPERE CIVILI E INDUSTRIALI (§ 3.1)

Pesi Propri dei Materiali Strutturali (§ 3.1.2)

Tabella 3.1.I - *Pesi dell' unità di volume dei principali materiali strutturali*

MATERIALI	PESO UNITÀ DI VOLUME [kN/m ³]
Calcestruzzi cementizi e malte	
Calcestruzzo ordinario	24,0
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25,0
Calcestruzzi "leggeri": da determinarsi caso per caso	14,0 ÷ 20,0
Calcestruzzi "pesanti": da determinarsi caso per caso	28,0 ÷ 50,0
Malta di calce	18,0
Malta di cemento	21,0
Calce in polvere	10,0
Cemento in polvere	14,0
Sabbia	17,0
Metalli e leghe	
Acciaio	78,5
Ghisa	72,5
Alluminio	27,0
Materiale lapideo	
Tufo vulcanico	17,0
Calcere compatto	26,0
Calcere tenero	22,0
Gesso	13,0
Granito	27,0
Laterizio (pieno)	18,0
Legnami	
Conifere e pioppo	4,0 ÷ 6,0
Latifoglie (escluso pioppo)	6,0 ÷ 8,0
Sostanze varie	
Acqua dolce (chiara)	9,81
Acqua di mare (chiara)	10,1
Carta	10,0
Vetro	25,0

Per materiali non compresi nella tabella si potrà far riferimento a specifiche indagini sperimentali o a normative di comprovata validità assumendo i valori nominali come valori caratteristici.



AZIONI SULLE COSTRUZIONI (§ 3)

OPERE CIVILI E INDUSTRIALI (§ 3.1)

Carichi Permanenti Non Strutturali (§ 3.1.3)

Sono i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione, quali:

- tamponature esterne, divisori interni
- massetti, isolamenti, pavimenti, 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.

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.



AZIONI SULLE COSTRUZIONI (§ 3)

OPERE CIVILI E INDUSTRIALI (§ 3.1)

Carichi Variabili (§ 3.1.4)

Tabella 3.1.II – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

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	$\geq 6,00$ —	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



AZIONI SULLE COSTRUZIONI (§ 3)

AZIONE SISMICA (§ 3.2)

AZIONI DEL VENTO (§ 3.3)

AZIONI DELLA NEVE (§ 3.4)

AZIONI DELLA TEMPERATURA (§ 3.5)

AZIONI ECCEZIONALI (§ 3.6)



COSTRUZIONI CIVILI E INDUSTRIALI (§ 4)

COSTRUZIONI DI ACCIAIO (§ 4.2)

Valutazione della Sicurezza (§ 4.2.2)

La valutazione della sicurezza è condotta secondo i principi fondamentali illustrati

I requisiti richiesti di

- ❖ **RESISTENZA**
- ❖ **FUNZIONALITÀ**
- ❖ **DURABILITÀ**
- ❖ **ROBUSTEZZA**

si garantiscono verificando il rispetto di

- **STATI LIMITE ULTIMI**
- **STATI LIMITE DI ESERCIZIO**

della struttura, dei componenti strutturali e dei collegamenti.



VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA (§ 4.2.2)

STATI LIMITE (§ 4.2.2.1)

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 a
 - il 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),
 - la formazione di un meccanismo di collasso,
 - l'instaurarsi di fenomeni di instabilità dell'equilibrio negli elementi componenti o nella struttura nel suo insieme, considerando anche fenomeni locali d'instabilità dei quali si possa tener conto eventualmente con riduzione delle aree delle sezioni resistenti.
- ❖ **Stato limite di fatica**, controllando le variazioni tensionali indotte dai carichi ripetuti in relazione alle caratteristiche dei dettagli strutturali interessati.
- ❖ Per strutture o situazioni particolari, può essere necessario considerare altri stati limite ultimi.



VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA (§ 4.2.2)

STATI LIMITE (§ 4.2.2.1)

Gli **STATI LIMITE DI ESERCIZIO** da verificare, ove necessario, sono:

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



ANALISI STRUTTURALE (§ 4.2.3)

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.

Nell'analisi globale della struttura, in quella dei sistemi di controvento e nel calcolo delle membrature si deve tener conto delle imperfezioni geometriche e strutturali.



ANALISI STRUTTURALE (§ 4.2.3)

CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI (§ 4.2.3.1)

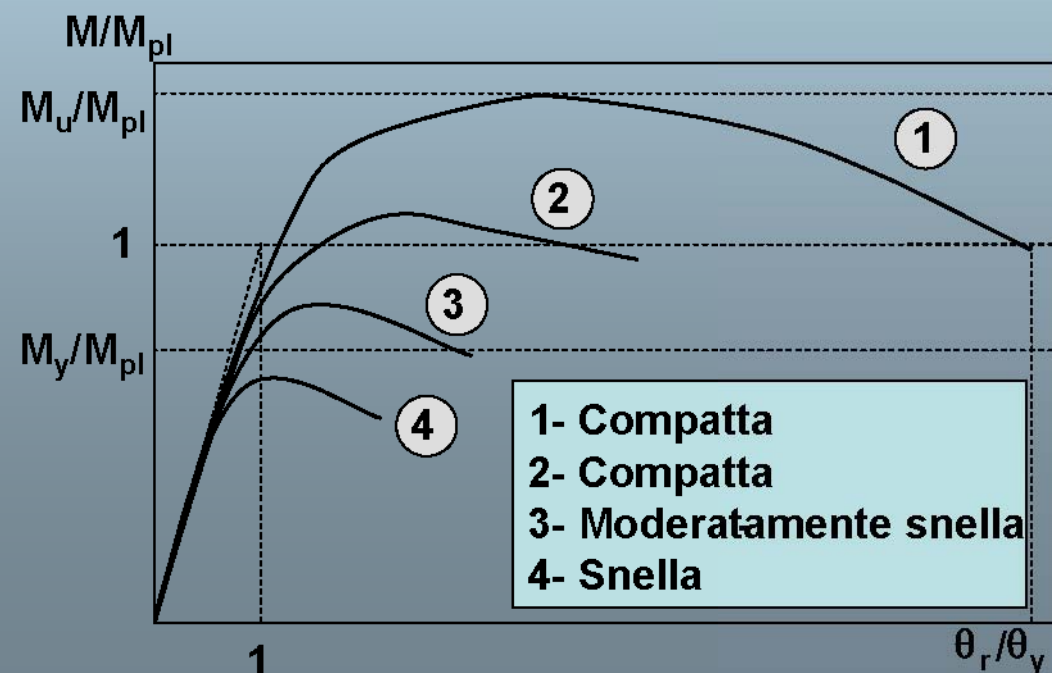
Le sezioni trasversali degli elementi strutturali si classificano in funzione della loro capacità rotazionale C_θ definita come:

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

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

Il ruolo della classificazione delle sezioni trasversali è di identificare la sensibilità delle stesse ai fenomeni di instabilità locale che ne limitano la resistenza e la capacità rotazionale.

Il momento resistente della sezione trasversale di una membratura di acciaio dipende dalla classe di duttilità della sezione





ANALISI STRUTTURALE (§ 4.2.3)

CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI (§ 4.2.3.1)

Instabilità Locale

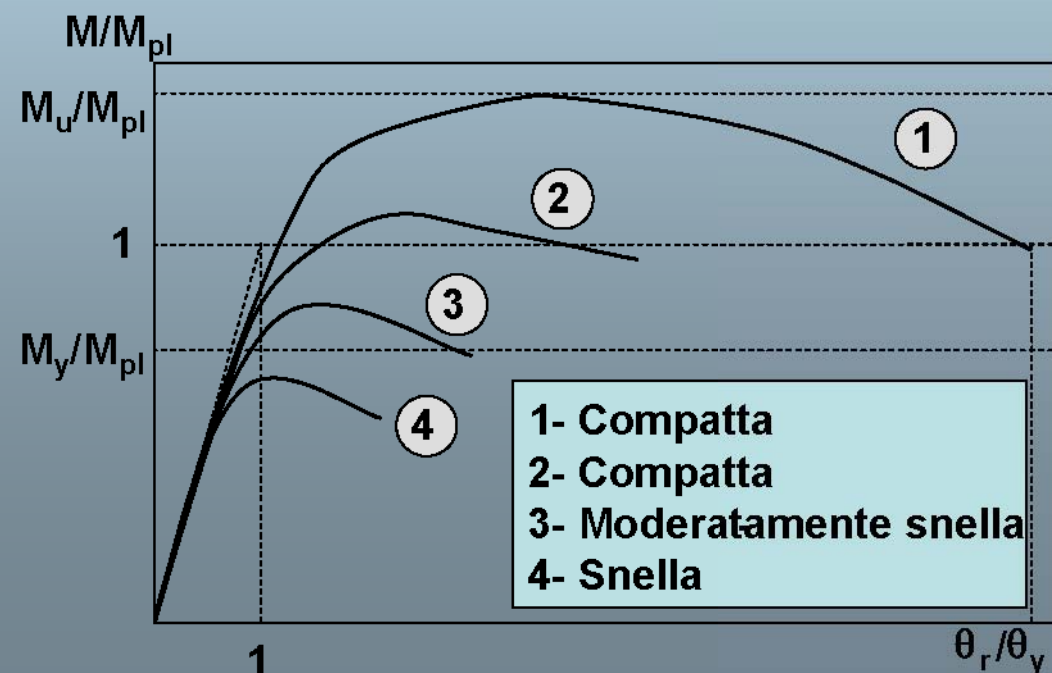
Deformazione instabile di parti della sezione trasversale con semi-lunghezza d'onda dello stesso ordine di grandezza della sezione

Le parti compresse della sezione si instabilizzano per effetto delle tensioni normali

I pannelli d'anima soggetti a taglio si instabilizzano per effetto delle tensioni tangenziali

Coinvolge spostamenti degli elementi interessati fuori dal piano ed è contrastata dalla rigidezza flessionale di tali elementi (piastra)

Interessa la membratura solo localmente, restando essa indeformata globalmente





ANALISI STRUTTURALE (§ 4.2.3)

CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI (§ 4.2.3.1)

Si distinguono **4** classi di sezioni:

CLASSE 1 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 $C_g \geq 3$

CLASSE 2 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 $C_g \geq 1,5$

CLASSE 3 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 per determinare 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*.

COMPATTE

MODERATE

SNELLE



ANALISI STRUTTURALE (§ 4.2.3)

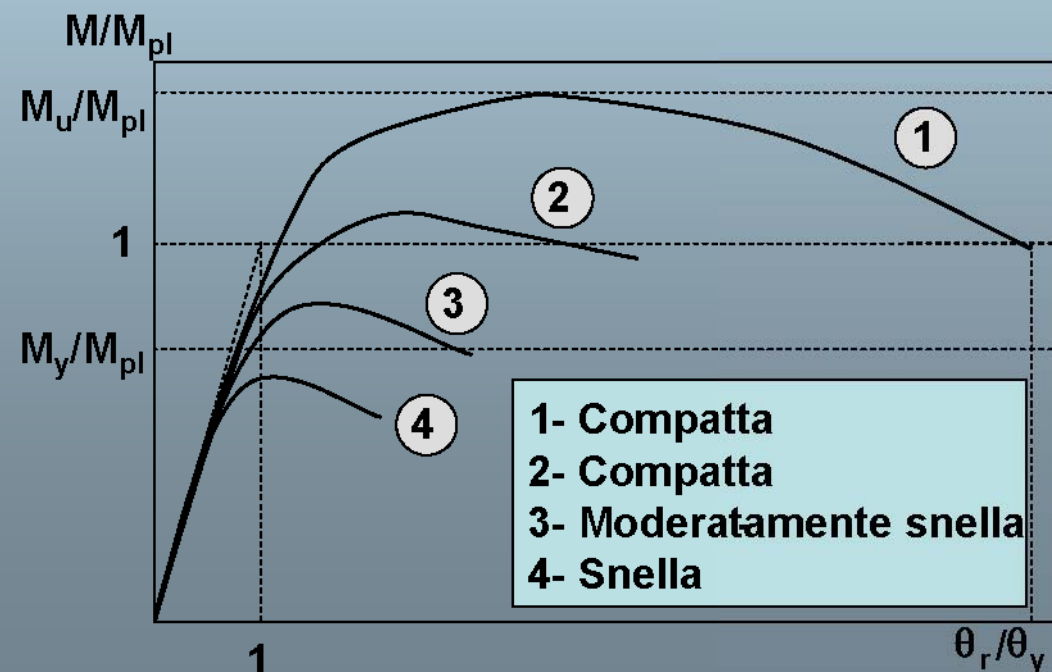
CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI (§ 4.2.3.1)

Le 4 classi di comportamento sono definite in base al rapporto di snellezza locale delle parti compresse della sezione, misurato mediante il parametro di snellezza meccanica

Le parti compresse includono tutte le parti della sezione trasversale che sono totalmente o parzialmente in compressione sotto la combinazione di carico considerata.

Le varie parti compresse in una sezione trasversale (per es. l'anima o le ali di una sezione a doppio T) possono in genere appartenere a classi differenti. In tal caso la sezione trasversale si classifica secondo la classe più alta (cioè meno favorevole) delle parti compresse.

$$\bar{\lambda} = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$





ANALISI STRUTTURALE (§ 4.2.3)

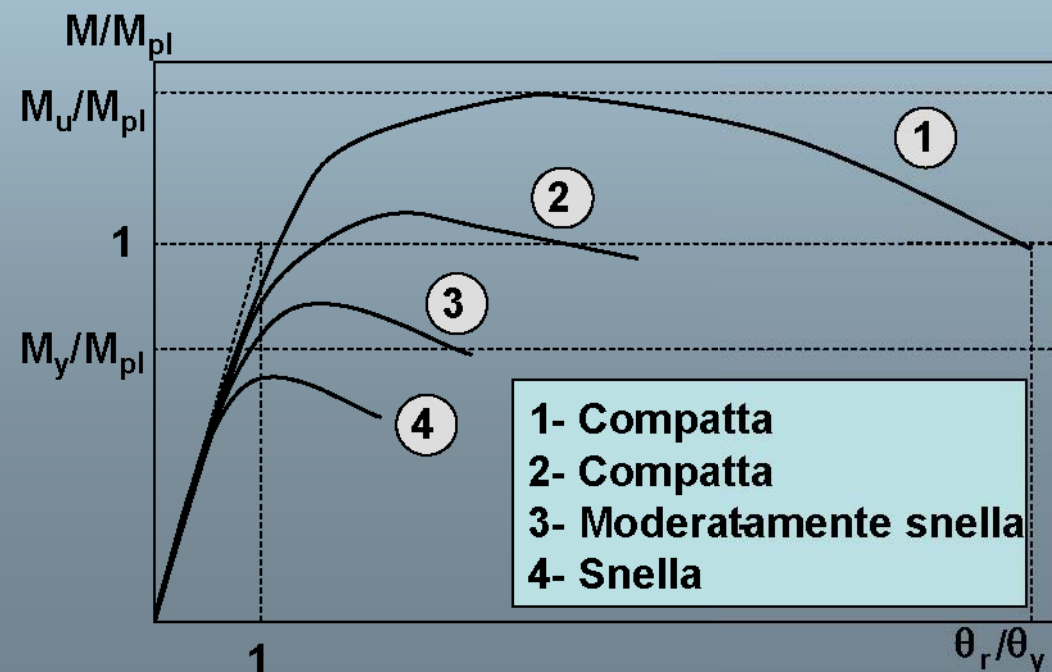
CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI (§ 4.2.3.1)

Per semplificare il calcolo, considerando che E non dipende dalla qualità dell'acciaio, si introduce il seguente coefficiente:

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} \begin{cases} = 1 & \text{S235} \\ = 0.92 & \text{S275} \\ = 0.81 & \text{S355} \end{cases}$$

I limiti sui valori della snellezza meccanica si trasformano, più semplicemente, in limiti sul rapporto di snellezza geometrica

$$\lambda = b/t$$





ANALISI STRUTTURALE (§ 4.2.3)

CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI (§ 4.2.3.1)

Tali valori limite dipendono anche dalla forma della sezione trasversale.

La larghezza b dipende dal tipo di elemento:

- *esterno*, ala compressa di una trave
- *interno*, parte compressa dell'anima di una trave

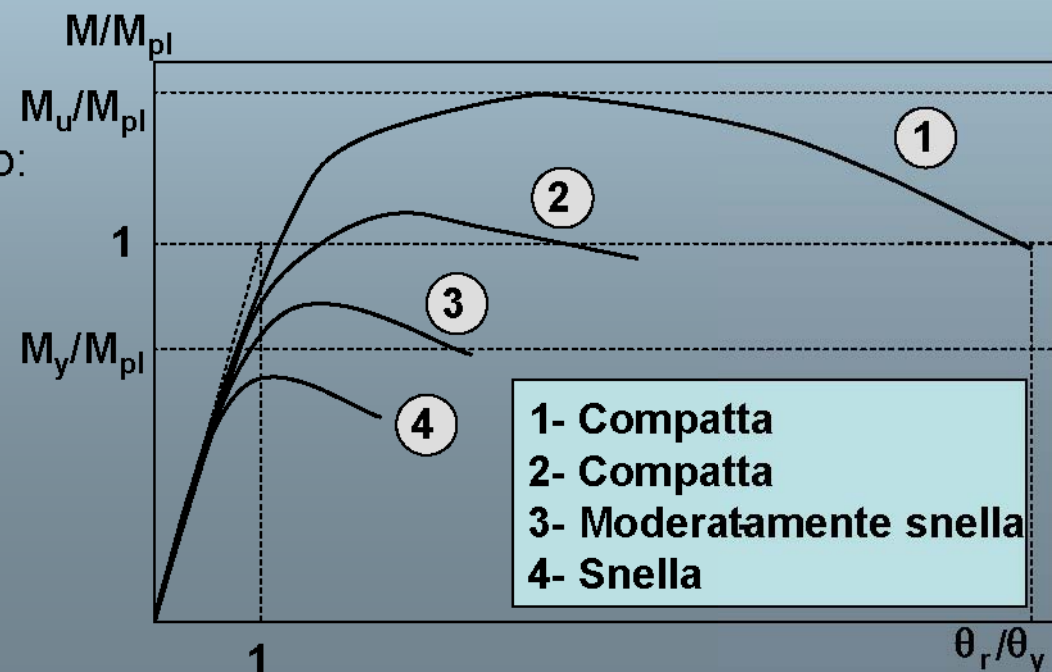
Il valore del parametro di snellezza locale indica la sensibilità dell'elemento alla crisi per instabilità locale.

Per valori contenuti di tale parametro:
classi di comportamento 1 e 2

la sezione raggiunge la piena plasticizzazione

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} f_y / \gamma_{m0}$$

Classe 1 + duttile di Classe 2





ANALISI STRUTTURALE (§ 4.2.3)

CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI (§ 4.2.3.1)

Per valori elevati di tale parametro:

classi di comportamento 3 e 4

la sezione non è in grado di sviluppare il momento plastico

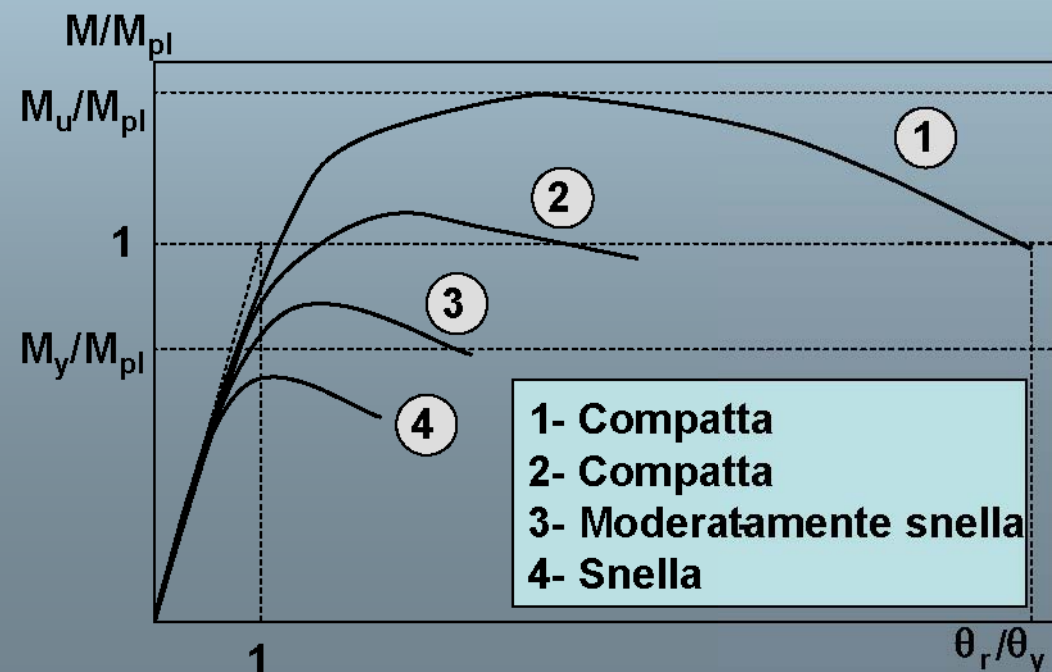
sezioni di classe 3

$$M_{c,Rd} = W_{el} f_y / \gamma_{m0}$$

sezioni di classe 4

$$M_{c,Rd} = W_{eff} f_y / \gamma_{m1}$$

(γ_{m1} è associato alla resistenza all'instabilità)





ANALISI STRUTTURALE (§ 4.2.3)

CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI (§ 4.2.3.1)

Tabella 4.2.I - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

Classe	Parti interne compresse		Parte soggetta a flessione e a compressione			
	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione				
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha-1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha-1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	quando $\psi > -1: c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67+0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1: c/t \leq 62\epsilon(1-\psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
ϵ		1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

*) $\psi \leq -1$ si applica se la tensione di compressione $\sigma \leq f_{yk}$ o la deformazione a trazione $\epsilon_y > f_{yk}/E$



ANALISI STRUTTURALE (§ 4.2.3)

CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI (§ 4.2.3.1)

Tabella 4.2.II- *Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse*

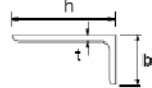
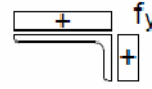
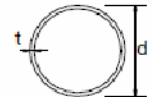
Piattabande esterne						
Profilati laminati a caldo			Sezioni saldate			
Classe	Piattabande esterne soggette a compressione	Piattabande esterne soggette a flessione e a compressione				
		Con estremità in compressione		Con estremità in trazione		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 9e$	$c/t \leq \frac{9e}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9e}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10e$	$c/t \leq \frac{10e}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9e}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 14e$	$c/t \leq 21e\sqrt{k_e}$ Per k_e vedere EN 1993-1-5				
$e = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	e	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71



ANALISI STRUTTURALE (§ 4.2.3)

CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI (§ 4.2.3.1)

Tabella 4.2.III - *Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse*

Angolari						
						
Riferirsi anche alle piattabande esterne (v. Tab 4.2.II) Non si applica agli angoli in contatto continuo con altri componenti						
Classe	Sezione in compressione					
Distribuzione delle tensioni sulla sezione (e compressione positiva)						
3	$h/t \leq 15\epsilon$ $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$					
Sezioni Tubolari						
						
Classe	Sezione inflessa e/o compressa					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$ (Per $d/t > 90 \epsilon^2$ vedere EN 1993-1-6)					
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51



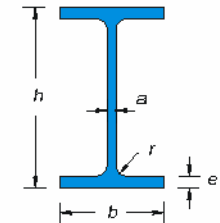
ANALISI STRUTTURALE (§ 4.2.3)

CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI (§ 4.2.3.1)

Esempio: *IPE 220 acciaio S275*

La classificazione della sezione sarà governata dalla snellezza dell'anima

Travi IPE ad ali parallele UNI 5398-78



$$\frac{d}{t_w} = \frac{201.6}{5.9} = 34.17 < 66.56 = 72 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

Sezione di classe 1

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} f_y / \gamma_{m0} = 74.90 kNm$$

h mm	b mm	a mm	e mm	r mm	Peso kg/m	Sezione cm ²
80	46	3,8	5,2	5	6,0	7,64
100	55	4,1	5,7	7	8,1	10,32
120	64	4,4	6,3	7	10,4	13,21
140	73	4,7	6,9	7	12,9	16,43
160	82	5,0	7,4	9	15,8	20,09
180	91	5,3	8,0	9	18,8	23,95
200	100	5,6	8,5	12	22,4	28,48
220	110	5,9	9,2	12	26,2	33,37

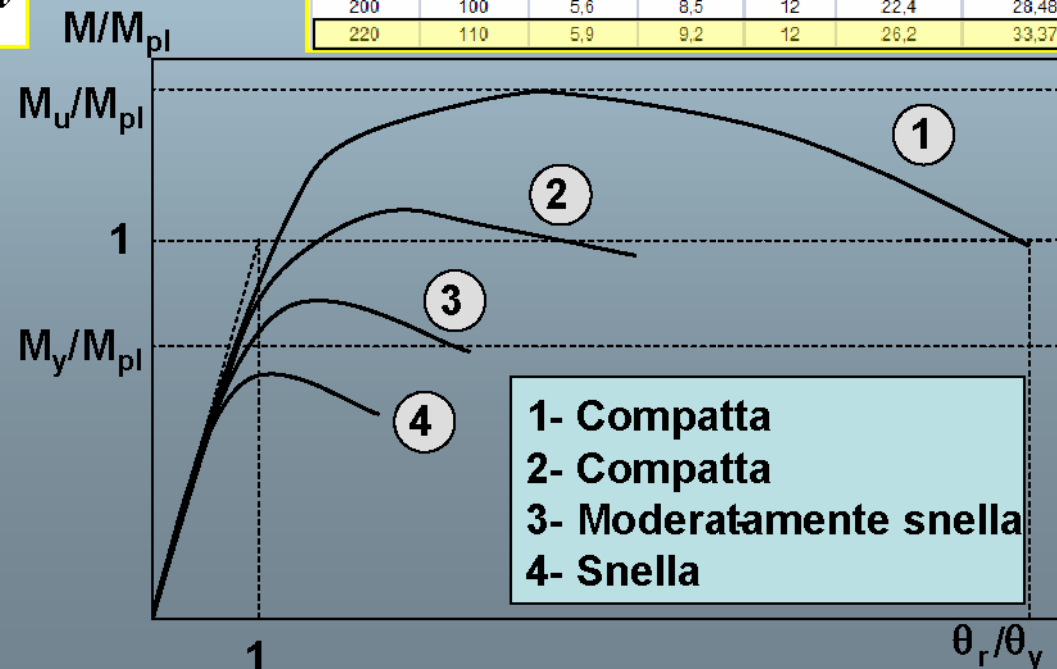
Tabella 4.2.1.1 *Massimi rapporti lunghezza/spessore per parti compresse*

Classe	Parti interne compresse		
	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione
1	$c/r \leq 72a$	$c/r \leq 41e$	quando $\alpha > 0,2 \cdot \sqrt{f_y} \leq \frac{96}{100-1}$ quando $\alpha < 0,2 \cdot \sqrt{f_y} \leq \frac{36}{\alpha}$
2	$c/r \leq 82e$	$c/r \leq 38e$	quando $\alpha > 0,5 \cdot \sqrt{f_y} \leq \frac{46e}{100-1}$ quando $\alpha < 0,5 \cdot \sqrt{f_y} \leq \frac{41e}{\alpha}$
3	$c/r \leq 124e$	$c/r \leq 42e$	quando $\alpha > 1,2 \cdot \sqrt{f_y} \leq \frac{47e}{0,97 + 0,33\alpha}$ quando $\alpha < 1,2 \cdot \sqrt{f_y} \leq \frac{41e}{\alpha} - \frac{47e}{0,97 + 0,33\alpha}$

$c = \sqrt{235/f_y}$

f_{yk}	753	577	511	470	460
r	1,00	0,97	0,91	0,75	0,71

*1) Il c. 1.4 applica alla sezione di compressione $\sigma \leq f_{yk}$ e la deflessione a tensione $\sigma_y \leq f_{yk}/E$





ANALISI STRUTTURALE (§ 4.2.3)

CAPACITÀ RESISTENTE DELLE SEZIONI (§ 4.2.3.2)

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.



ANALISI STRUTTURALE (§ 4.2.3)

METODI DI ANALISI GLOBALE (§ 4.2.3.3)

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.



ANALISI STRUTTURALE (§ 4.2.3)

METODI DI ANALISI GLOBALE (§ 4.2.3.3)

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

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.

Le possibili alternative per i metodi di analisi strutturale e di valutazione della capacità resistente flessionale delle sezioni sono riassunte nella seguente Tab. 4.2.IV.

Tabella 4.2.IV Metodi di analisi globali e relativi metodi di calcolo delle capacità e classi di sezioni ammesse

Metodo di analisi globale	Metodo di calcolo della capacità resistente della sezione	Tipo di sezione
(E)	(E)	tutte (*)
(E)	(P)	compatte (classi 1 e 2)
(E)	(EP)	tutte (*)
(P)	(P)	compatte di classe 1
(EP)	(EP)	tutte (*)

(*) per le sezioni di classe 4 la capacità resistente può essere calcolata con riferimento alla sezione efficace.



ANALISI STRUTTURALE (§ 4.2.3)

EFFETTI DELLE DEFORMAZIONI (§ 4.2.3.4)

In generale, è possibile effettuare:

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

Gli effetti della configurazione deformata (effetti del secondo ordine) devono essere considerati se inducono un incremento significativo delle sollecitazioni o modificano significativamente il comportamento strutturale.



ANALISI STRUTTURALE (§ 4.2.3)

EFFETTI DELLE DEFORMAZIONI (§ 4.2.3.4)

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:

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

α_{cr} è il moltiplicatore dei carichi applicati che induce l'instabilità globale della struttura,

F_{Ed} è il valore dei carichi di progetto

F_{cr} è il valore del carico instabilizzante calcolato considerando la rigidità iniziale elastica della struttura.

Un valore limite maggiore di α_{cr} per l'analisi plastica considera che il comportamento strutturale può essere significativamente influenzato dalla non linearità del materiale allo stato limite ultimo:

- cerniere plastiche nei telai con redistribuzione dei momenti
- deformazioni non lineari significative per collegamenti semi-rigidi.

ANALISI STRUTTURALE (§ 4.2.3)

EFFETTI DELLE DEFORMAZIONI

L'analisi del primo ordine può essere utilizzata nel caso dei telai se il criterio dell' α_{cr} è soddisfatto ad ogni piano.

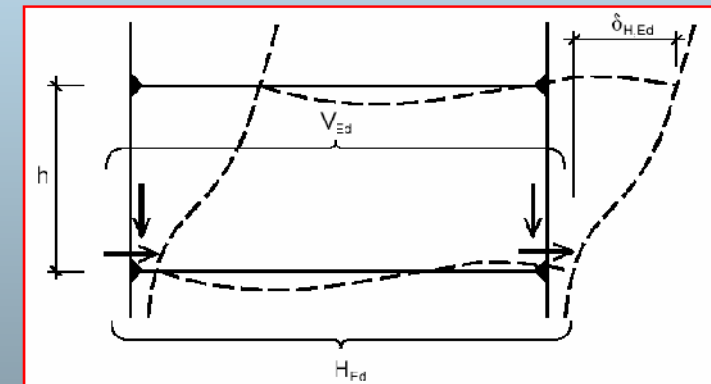
In queste strutture α_{cr} può essere calcolato mediante la seguente formula approssimata, a condizione che la compressione assiale nelle travi o nei puntoni non sia significativa:

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \left(\frac{h}{\delta_{H,Ed}} \right)$$

h altezza d'interpiano
H_{Ed} taglio di piano

V_{Ed} carico verticale di progetto al piano

δ_{H,Ed} spostamento orizzontale interpiano, dovuto alle azioni orizzontali



In assenza di informazioni più dettagliate, la compressione assiale nelle travi e nei puntoni può considerarsi significativa se:

$$\bar{\lambda} \geq 0,3 \sqrt{\frac{A f_y}{N_{Ed}}}$$

Snellezza adimensionale nel piano calcolata considerando la trave o il puntone incernierati agli estremi

N_{Ed} è il valore di progetto della forza di compressione



ANALISI STRUTTURALE (§ 4.2.3)

EFFETTI DELLE DEFORMAZIONI

Gli effetti del secondo ordine possono essere calcolati mediante analisi appropriate alla struttura in esame (procedure step-by-step o iterative).

Nel caso dei telai, è possibile effettuare un'analisi elastica del primo ordine, amplificando gli effetti (per es. I momenti flettenti), attraverso opportuni fattori.

Per i telai monopiano, gli effetti del secondo ordine dovuti ai carichi verticali possono essere calcolati incrementando le azioni orizzontali H_{Ed} e I carichi equivalenti $V_{Ed} \varphi$ dovuti alle imperfezioni attraverso il fattore:

$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}}$$

A condizione che $\alpha_{cr} \geq 3,0$ ($3 \leq \alpha_{cr} \leq 10$)

per $\alpha_{cr} < 3,0$ si deve applicare un'analisi del secondo ordine più accurata

$$\alpha_{cr} = 3,0 \quad \frac{F_{cr}}{F_{ed}} = 3 \quad \frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} = 1,5$$

Per I telai multipiano gli effetti del secondo ordine possono essere calcolati allo stesso modo a condizione che a tutti i piani si abbiano simili

- distribuzione dei carichi verticali
- distribuzione delle azioni orizzontali
- distribuzione della rigidezza laterale.



ANALISI STRUTTURALE (§ 4.2.3)

EFFETTO DELLE IMPERFEZIONI (§ 4.2.3.5)

Nell'analisi della struttura, in quella dei sistemi di controvento e nel calcolo delle membrature si deve tener conto degli effetti delle **IMPERFEZIONI GEOMETRICHE E STRUTTURALI** quali:

- mancanza di verticalità, di rettilineità o di planarità,
- inevitabili eccentricità minori presenti nei collegamenti reali.

A tal fine possono adottarsi nell'analisi adeguate **IMPERFEZIONI GEOMETRICHE EQUIVALENTI**, di valore tale da simulare i possibili effetti delle reali imperfezioni da esse sostituite, a meno che tali effetti non siano inclusi implicitamente nel calcolo della resistenza degli elementi strutturali.

Si devono considerare nel calcolo:

- le **IMPERFEZIONI GLOBALI** per i telai o per i sistemi di controvento;
- le **IMPERFEZIONI LOCALI** per i singoli elementi strutturali.

ANALISI STRUTTURALE (§ 4.2.3)

EFFETTO DELLE IMPERFEZIONI (§ 4.2.3.5)

Gli effetti delle imperfezioni globali per **telai sensibili agli effetti del secondo ordine** possono essere riprodotti introducendo :

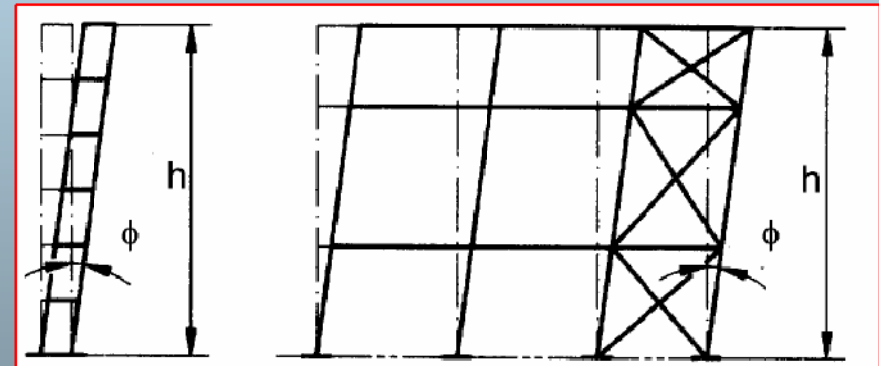
- un errore iniziale di verticalità della struttura
- una curvatura iniziale degli elementi strutturali costituenti

Errore iniziale di verticalità della struttura

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m$$

dove ϕ_0 è il valore di base: $\phi_0 = 1/200$

$\alpha_h (\geq 1)$ $\alpha_m (< 1)$ dipendono da altezza e numero delle colonne



L'errore iniziale di verticalità in un telaio può essere trascurato quando:

$$H_{Ed} \geq 0,15 \cdot Q_{Ed}$$

H_{Ed} è il taglio di piano

Q_{Ed} è il carico verticale complessivamente agente nella parte inferiore del piano considerato (sforzi assiali nelle colonne).

ANALISI STRUTTURALE (§ 4.2.3)

EFFETTO DELLE IMPERFEZIONI (§ 4.2.3.5)

Curvatura iniziale degli elementi strutturali costituenti.

$$e_0 / L$$

Si considera per le verifiche locali delle membrature

Table 5.1: Design values of initial bow imperfection e_0 / L

Buckling curve acc. to Table 6.1	elastic analysis	plastic analysis
	e_0 / L	e_0 / L
a ₀	1 / 350	1 / 300
a	1 / 300	1 / 250
b	1 / 250	1 / 200
c	1 / 200	1 / 150
d	1 / 150	1 / 100

Per **telai non sensibili agli effetti del secondo ordine**, nell'effettuazione dell'analisi globale per il calcolo delle sollecitazioni da introdurre nelle verifiche di stabilità degli elementi strutturali, la curvatura iniziale degli elementi strutturali può essere trascurata.

Gli effetti delle imperfezioni geometriche possono essere anche tenuti in conto applicando un **sistema di forze orizzontali equivalenti**, ad ogni colonna.

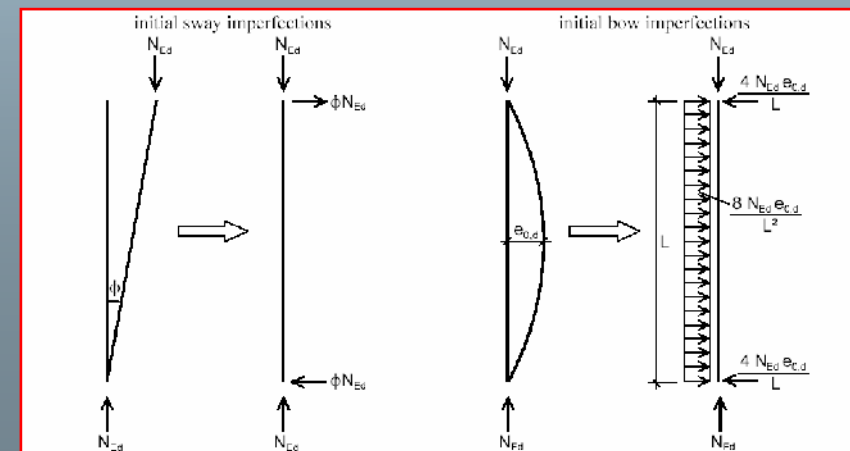


Figure 5.4: Replacement of initial imperfections by equivalent horizontal forces

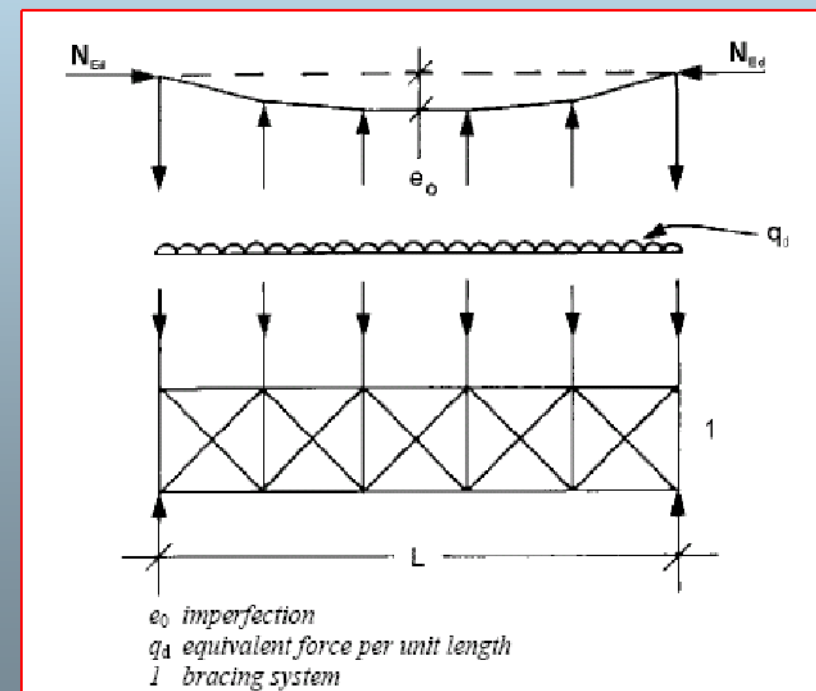


ANALISI STRUTTURALE (§ 4.2.3)

EFFETTO DELLE IMPERFEZIONI (§ 4.2.3.5)

Nell'analisi dei **sistemi di controvento** che devono garantire la stabilità laterale di travi inflesse o elementi compressi, gli effetti delle imperfezioni globali devono essere riprodotti introducendo, sotto forma di errore di rettilineità iniziale, un'imperfezione geometrica equivalente dell'elemento da vincolare.

Per convenienza, gli effetti della curvatura iniziale, equivalente all'imperfezione, delle membrature da vincolare attraverso il controvento, può essere sostituita da una distribuzione di forze equivalenti stabilizzanti



The force N_{Ed} is assumed uniform within the span L of the bracing system.
For non-uniform forces this is slightly conservative.

Figure 5.6: Equivalent stabilizing force



VERIFICHE (§ 4.2.4)

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (§ 4.2.4.1)

Resistenza di calcolo (§ 4.2.4.1.1)

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

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

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 abbiamo 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 opportunamente 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.



VERIFICHE (§ 4.2.4)

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (§ 4.2.4.1)

Resistenza di calcolo (§ 4.2.4.1.1)

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

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

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

Tabella 4.2.V Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

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)	$\gamma_{M2} = 1,25$

Per le verifiche di resistenza delle sezioni delle membrature, con riferimento ai modelli di resistenza esposti nella norma ed utilizzando acciai dal grado S 235 al grado S 460



VERIFICHE (§ 4.2.4)

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (§ 4.2.4.1)

Resistenza delle membrature (§ 4.2.4.1.2)

Trazione

Compressione

Flessione monoassiale (retta)

Taglio

Torsione

Flessione e taglio

Presso o tenso flessione retta

Presso o tenso flessione biassiale

Flessione, taglio e sforzo assiale

Stabilità delle membrature (§ 4.2.4.1.3)

Aste compresse

Travi inflesse

Membrature inflesse e compresse

Stabilità dei pannelli

VERIFICHE (§ 4.2.4)

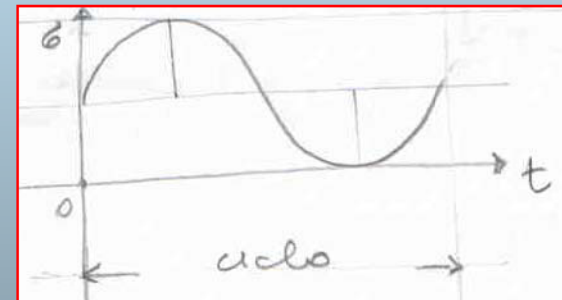
VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (§ 4.2.4.1)

Stato limite di fatica (§ 4.2.4.1.4)

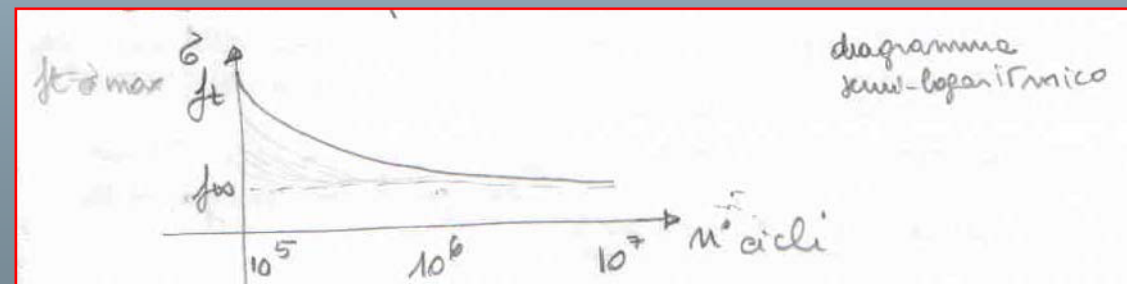
Il fenomeno della fatica fu individuato e studiato poco più di 100 anni fa e si è sviluppato inizialmente nei settori delle costruzioni di macchine e dei trasporti in genere.

Solo di recente l'interesse a tale fenomeno ha investito il campo delle costruzioni civili.

Il fenomeno consiste nell'abbassamento della resistenza meccanica del materiale rispetto al valore originario dopo che ha subito un ciclo di sollecitazione di intensità oscillante nel tempo.



Le prove a fatica evidenziano che esiste un valore di tensione per il quale è possibile sottoporre il provino ad un n.ro infinito di cicli senza che avvenga la rottura.





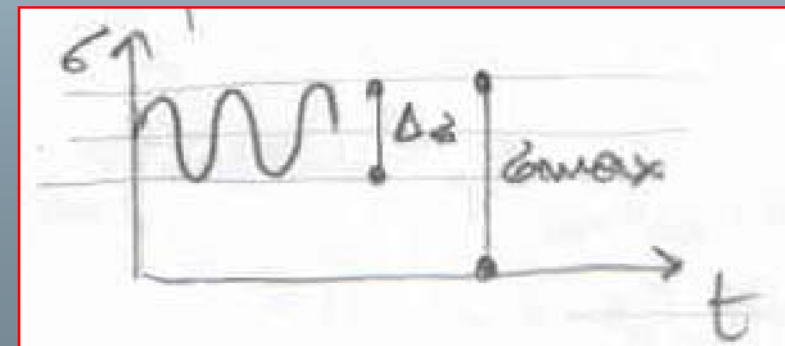
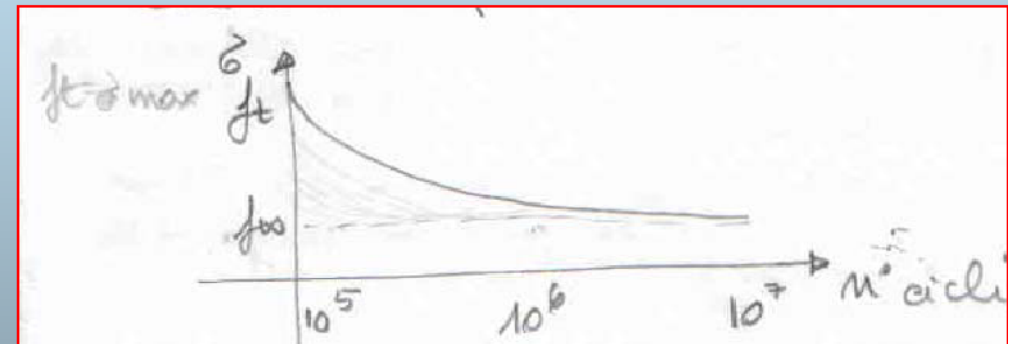
VERIFICHE (§ 4.2.4)

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (§ 4.2.4.1)

Stato limite di fatica

Le prime esperienze sistematiche sulla fatica furono effettuate da Wohler nell'arco di circa 20 anni. Esse portarono alla definizione delle seguenti leggi:

- ❖ Quando un materiale è soggetto a carichi ripetuti, la rottura può verificarsi per tensioni inferiori a quella corrispondente alla resistenza statica.
- ❖ Il numero di cicli necessario per raggiungere la rottura è tanto più grande, a parità di tensione massima, quanto minore è l'ampiezza $\Delta\sigma$ di oscillazione della tensione.





VERIFICHE (§ 4.2.4)

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (§ 4.2.4.1)

Stato limite di fatica (§ 4.2.4.1.4)

Nel caso degli edifici la verifica a fatica delle membrature non è generalmente necessaria, salvo per quelle alle quali sono applicati dispositivi di sollevamento dei carichi o macchine vibranti.

Si possono utilizzare due criteri di valutazione della resistenza a fatica, che si applicano rispettivamente alle strutture poco sensibili alla rottura per fatica ed alle strutture sensibili alla rottura per fatica.

- ❖ Il **Criterio del danneggiamento accettabile**, relativo alle strutture poco sensibili alla rottura per fatica
- ❖ Il **Criterio della vita utile a fatica**, relativo alle strutture sensibili alla rottura per fatica



VERIFICHE (§ 4.2.4)

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (§ 4.2.4.1)

Stato limite di fatica (§ 4.2.4.1.4)

❖ Il **Criterio del danneggiamento accettabile**, relativo alle strutture poco sensibili alla rottura per fatica, richiede si adottino:

- dettagli costruttivi, materiali e livelli di tensione tali che le eventuali lesioni presentino bassa velocità di propagazione e significativa lunghezza critica;
- disposizioni costruttive che permettano la redistribuzione degli sforzi;
- dettagli idonei ad arrestare la propagazione delle lesioni;
- dettagli facilmente ispezionabili;
- prestabilite procedure di ispezione e di manutenzione atte a rilevare e correggere le eventuali lesioni.

❖ Il **Criterio della vita utile a fatica**, relativo alle strutture sensibili alla rottura per fatica, richiede si adottino:

- dettagli costruttivi e livelli di sforzo tali da garantire, per la vita a fatica prevista della costruzione, gli stessi livelli di sicurezza adottati per le altre verifiche agli stati limite ultimi



VERIFICHE (§ 4.2.4)

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (§ 4.2.4.1)

Stato limite di fatica (§ 4.2.4.1.4)

Per le strutture soggette a carichi ciclici deve essere verificata la resistenza a fatica imponendo che:

$$\Delta_d \leq \Delta_R / \gamma_M$$

essendo

Δ_d l'escursione di tensione prodotta dalle azioni cicliche di progetto che inducono fenomeni di fatica con coefficienti parziali $\gamma_f = 1$;

Δ_R la resistenza a fatica per la relativa categoria dei dettagli costruttivi, come esumibile dalle curve S-N di resistenza a fatica, per il numero totale di cicli di sollecitazione N applicati durante la vita di progetto richiesta,

γ_M il coefficiente parziale definito nella Tab. 4.2.IX.

Tabella 4.2.IX *Coefficienti di sicurezza da assumere per le verifiche a fatica.*

Criteri di valutazione	Conseguenze della rottura	
	Conseguenze moderate	Conseguenze significative
Danneggiamento accettabile	$\gamma_M = 1,00$	$\gamma_M = 1,15$
Vita utile a fatica	$\gamma_M = 1,15$	$\gamma_M = 1,35$



VERIFICHE (§ 4.2.4)

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (§ 4.2.4.1)

Stato limite di fatica (§ 4.2.4.1.4)

Per indicazioni riguardanti le modalità di realizzazione dei dettagli costruttivi e la loro classificazione, con le rispettive curve S-N si può fare riferimento al documento UNI EN1993-1-9 (Fatigue strength of steel structures).

Nel caso di combinazioni di tensioni normali e tangenziali, la valutazione della resistenza a fatica dovrà considerare i loro effetti congiunti adottando idonei criteri di combinazione del danno.

Nella valutazione della resistenza a fatica dovrà tenersi conto dello spessore del metallo base nel quale può innescarsi una potenziale lesione.

Le curve S-N reperibili nella letteratura consolidata sono riferite ai valori nominali delle tensioni.

Per i dettagli costruttivi dei quali non sia nota la curva di resistenza a fatica le escursioni tensionali potranno riferirsi alle tensioni geometriche o di picco, cioè alle tensioni principali nel metallo base in prossimità della potenziale lesione, secondo le modalità e le limitazioni specifiche del metodo, nell'ambito della meccanica della frattura.

Nelle verifiche a fatica è consentito tener conto degli effetti benefici di eventuali trattamenti termici o meccanici, se adeguatamente comprovati.



VERIFICHE (§ 4.2.4)

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (§ 4.2.4.2)

Spostamenti verticali (§ 4.2.4.2.1)

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 Tab. 4.2.X, dove L è la luce dell'elemento o, nel caso di mensole, il doppio dello sbalzo.

Tabella 4.2.X *Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie*

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.

VERIFICHE (§ 4.2.4)

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (§ 4.2.4.2)

Spostamenti laterali (§ 4.2.4.2.2)

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.

In assenza di più precise indicazioni si possono adottare i limiti per gli spostamenti orizzontali indicati in Tab. 4.2.XI (spostamento in sommità; δ spostamento relativo di piano).

Tabella 4.2.XI *Limiti di deformabilità per costruzioni ordinarie soggette ad azioni orizzontali*

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	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{500}$

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

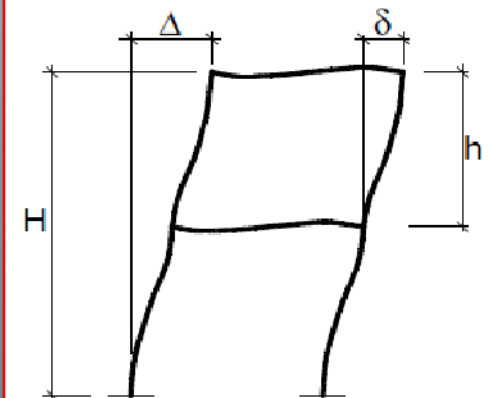


Figura 4.2.2 - Definizione degli spostamenti orizzontali per le verifiche in esercizio



VERIFICHE PER SITUAZIONI PROGETTUALI TRANSITORIE (§ 4.2.5)

Per le situazioni costruttive transitorie, come quelle che si hanno durante le fasi della costruzione, dovranno adottarsi tecnologie costruttive e programmi di lavoro che non possano provocare danni permanenti alla struttura o agli elementi strutturali e che comunque non possano riverberarsi sulla sicurezza dell'opera.

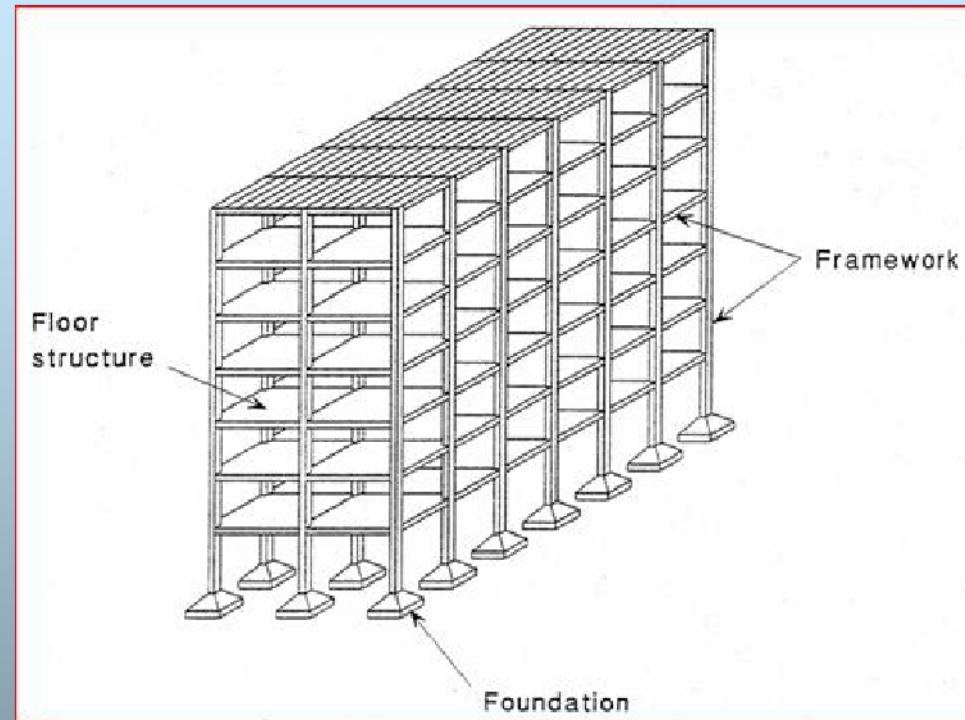
Le entità delle azioni ambientali da prendere in conto saranno determinate in relazione alla durata nel tempo della situazione transitoria e della tecnologia esecutiva.

VERIFICHE PER SITUAZIONI PROGETTUALI ECCEZIONALI (§ 4.2.6)

Per situazioni progettuali eccezionali, il progetto dovrà dimostrare la robustezza della costruzione mediante procedure di scenari di danno per i quali i fattori parziali γ_M dei materiali possono essere assunti pari all'unità.



PROGETTO DELLA PARTE PENDOLARE



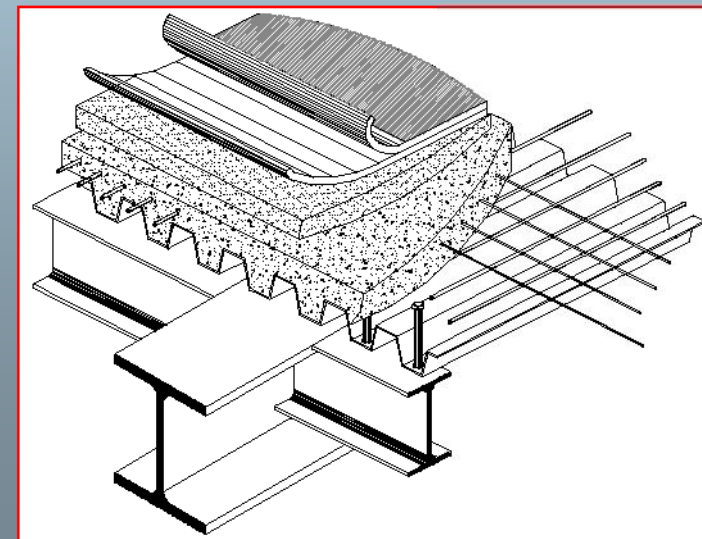
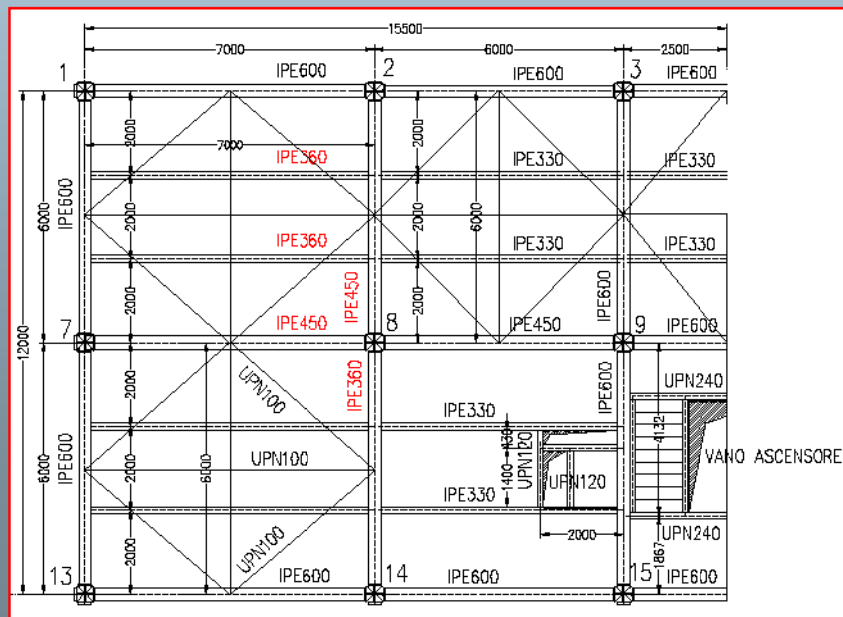
- Impalcato
- Travi
- Colonne
- Collegamenti
- Fondazioni
- Scale

PROGETTO DELLA PARTE PENDOLARE

II SOLAIO

La carpenteria tipo è costituita da una doppia orditura di travi:

- le *travi secondarie*, sulle quali agisce il carico distribuito trasmesso dall'impalcato, ordito in direzione perpendicolare ad esse,
- le *travi principali*, sulle quali scaricano le travi secondarie e trasmettono a loro volta il carico alle colonne.



PROGETTO DELLA PARTE PENDOLARE

II SOLAIO

Tipologie + comuni:

1. Con lamiera di acciaio
2. Interamente in cls

1. Solai con lamiera d'acciaio

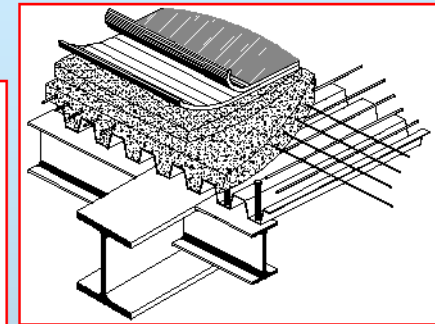
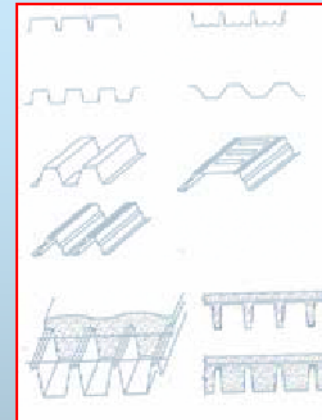
Il solaio è realizzato in lamiera grecata con soletta di calcestruzzo collaborante

La soletta di cls ha le seguenti funzioni:

- statiche
- protezione antincendio
- isolamento acustico

La lamiera grecata è resa collaborante con il getto mediante impronte capaci di ancorare il calcestruzzo, impedendo il distacco sia longitudinale sia verticale tra lamiera e soletta

I solai devono essere protetti dall'incendio dal lato inferiore: le lamiere sono zincate su entrambi i lati.



Dimensioni tipiche delle lamiere:

- larghezza 500-1000 mm
- altezza 35-160 mm
- maglia 150-300 mm
- spessori 0.75-1.50 mm

La denominazione della lamiera è data dall'altezza/maglia
es. 70/200



PROGETTO DELLA PARTE PENDOLARE

II SOLAIO

Analisi dei carichi

Combinazione dei carichi

Combinazione di carico non sismica

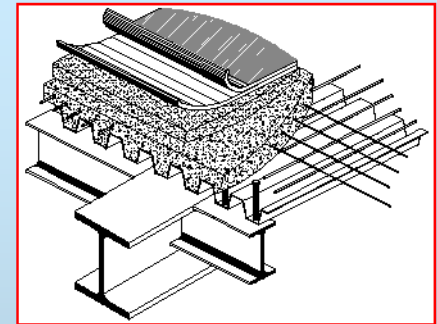
Combinazione di carico sismica

Verifiche del solaio

Il solaio composto può essere considerato diaframma rigido, se:

- l'altezza totale è non minore di 9cm
- lo spessore della soletta è non minore di 5cm.
- opportunamente collegato alle travi di supporto mediante connettori metallici saldati sull'ala della trave

Se il solaio non è stato considerato solidale alle travi di piano mediante connettori metallici, al fine di garantire all'impalcato un corretto comportamento di diaframma rigido è necessario adottare un sistema di controventi di piano.





PROGETTO DELLA PARTE PENDOLARE

II SOLAIO

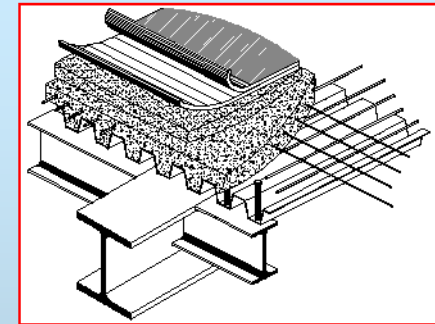
Analisi dei carichi

Combinazione dei carichi

Combinazione di carico non sismica

Combinazione di carico sismica

Verifiche del solaio

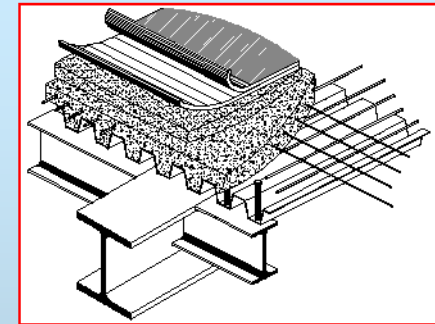
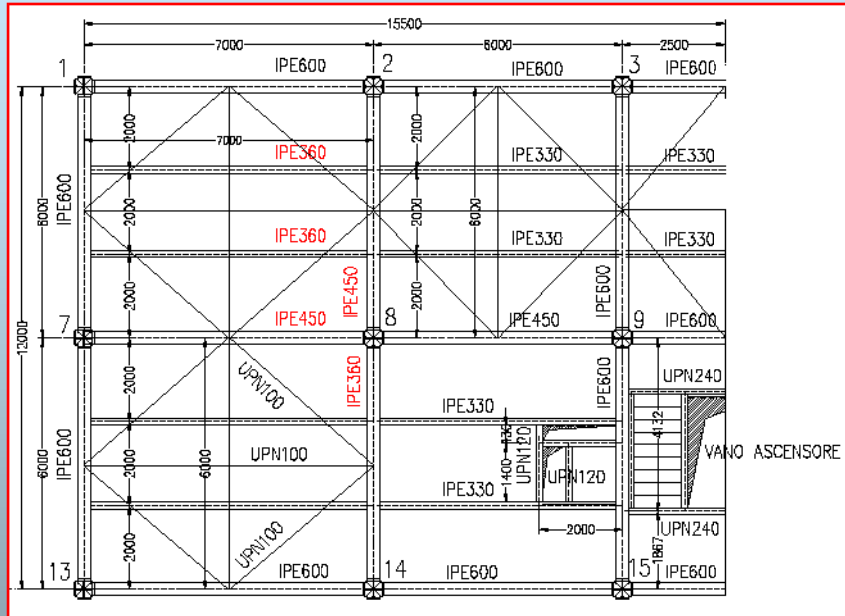


	Stati Limite Ultimi (<i>SLU</i>)	Stati Limite di Esercizio (<i>SLE</i>)
Verifiche in fase di getto	<ul style="list-style-type: none">▪ resistenza a flessione▪ resistenza a taglio	<ul style="list-style-type: none">▪ deformabilità
Verifiche a maturazione avvenuta	<ul style="list-style-type: none">▪ resistenza a flessione▪ resistenza a taglio▪ scorrimento	<ul style="list-style-type: none">▪ deformabilità



PROGETTO DELLA PARTE PENDOLARE

LE TRAVI



Verifiche di sicurezza per le travi

Stati Limite Ultimi (SLU)		Stati Limite di Esercizio (SLE)
Resistenza:	flessione	Deformabilità
	taglio	
	flessione e taglio	
Stabilità flessio-torsionale		



PROGETTO DELLA PARTE PENDOLARE

LE TRAVI

Instabilità Flesso-torsionale

Coinvolge spostamenti della sezione trasversale secondo due piani ortogonali e rotazioni torsionali ed è contrastata da tutte le rigidità flessionali e torsionali dell'asta

- Aste con sezione non simmetrica o monosimmetrica caricate assialmente
- Travi inflesse (svergolamento)

In un problema generale di torsione di una membratura di acciaio con sezione aperta, lo stato tensionale si suddivide in 2 parti:

- torsione primaria tensioni tangenziali alla De Saint-Venant
- torsione secondaria tensioni normali dovute all'ingobbamento disuniforme delle sezioni trasversali lungo l'asse delle membrature

La verifica deve essere condotta nei vari tratti di lunghezza L compresi tra sezioni sicuramente impediti a subire spostamenti laterali

- vincoli di estremità o intermedi
- travi trasversali convenientemente vincolate alle travi da verificare
- soletta in calcestruzzo resa solidale alla trave
- lamiera grecata saldata o bullonata alla trave



PROGETTO DELLA PARTE PENDOLARE

LE COLONNE

Verifiche agli stati limite ultimi

Verifica di stabilità

I COLLEGAMENTI

PROGETTO DELLA PARTE SISMORESISTENTE