Ordine degli Ingegneri della Provincia di Napoli

Seminario di preparazione all'Esame di Stato
per l'abilitazione alla professione di ingegnere
Prima Sessione 2014

Napoli, 11 Giugno 2014

Principi di base per la progettazione delle strutture

dr. ing. Giuseppe Brandonisio
Università degli Studi di Napoli "Federico II"
Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura (Di.St.)

L'Esame di Stato per l'abilitazione alla professione di ingegnere

Firma del Progettista

Esame di Stato per l'abilitazione alla professione di ingegnere

Inquadramento normativo: (G.U. n. 190 DEL 17/8/2001)

Ingegneria Sezione A

- una prova scritta relativa alle materie caratterizzanti il settore per il quale è richiesta l'iscrizione;
- una seconda prova scritta nelle materie caratterizzanti la classe di laurea corrispondente al percorso formativo specifico;
- una prova orale nelle materie oggetto delle prove scritte ed in legislazione e deontologia professionale;
- una prova pratica di progettazione nelle materie caratterizzanti la classe di laurea corrispondente al percorso formativo specifico.

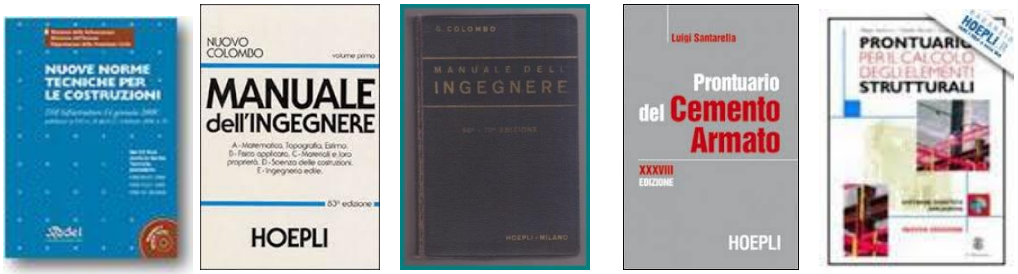
Ingegneria Sezione B

- una prova scritta relativa alle materie caratterizzanti il settore per il quale è richiesta l'iscrizione;
- una seconda prova scritta nelle materie relative ad uno degli ambiti disciplinari, a scelta del candidato, caratterizzanti la classe di laurea corrispondente al percorso formativo specifico;
- una prova orale nelle materie oggetto delle prove scritte ed in legislazione e deontologia professionale;
- una prova pratica di progettazione nelle materie relative ad uno degli ambiti disciplinari, a scelta del candidato, caratterizzanti la classe di laurea corrispondente al percorso formativo specifico.

Esame di Stato per l'abilitazione alla professione di ingegnere

Prove previste

- **Tema 1**
  - durata: 4h
  - 4 tracce, una per ogni settore (Edilizia; Strutture; Strade; Idraulica)
  - libertà di scelta dell'argomento da parte del candidato
  - possibilità di utilizzare norme, manuali e prontuari
  - pro-memoria: portare ricevuta domanda iscrizione, documento riconoscimento e penna

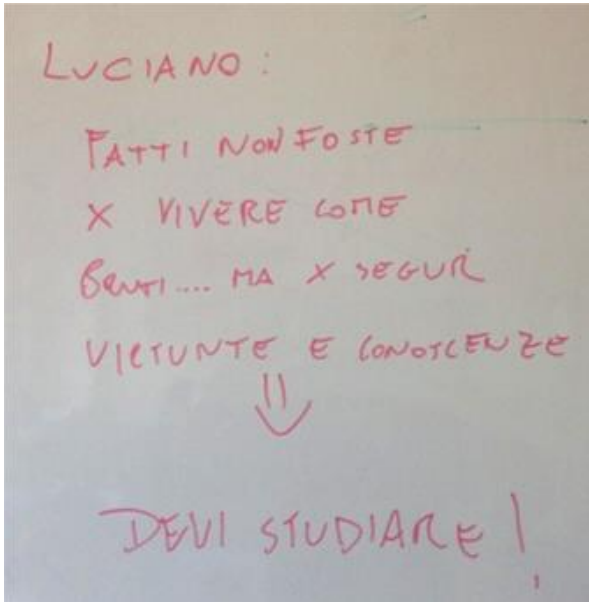


- **Tema 2**
  - durata: 4h
  - 4 tracce, una per ogni settore (Edilizia; Strutture; Strade; Idraulica)
  - libertà di scelta dell'argomento da parte del candidato
  - possibilità di utilizzare norme, manuali e prontuari
  - pro-memoria: pro-memoria: portare ricevuta domanda iscrizione, documento riconoscimento e penna
  - **N.B.: per accedere alla prova occorre superare con almeno 6/10 il Tema 1**

Prove previste

- **Prova orale**
  - durata: 1/2h
  - 2-3 domande sull'ingegneria civile e ambientale (relative ai settori scelti nei temi, ovvero Edilizia; Strutture; Strade; Idraulica)
  - pro-memoria: portare ricevuta domanda iscrizione, documento riconoscimento e penna

- pro-memoria: **Studiare!!!**

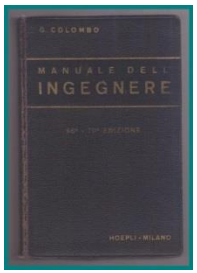


- **N.B.: per accedere alla prova occorre superare con almeno 6/10 anche il Tema 2**

Esame di Stato per l'abilitazione alla professione di ingegnere

Prove previste

- **Prova pratica**
  - durata: 8h
  - 4 tracce, una per ogni settore (Edilizia; Strutture; Strade; Idraulica)
  - libertà di scelta dell'argomento da parte del candidato
  - possibilità di utilizzare norme, manuali e prontuari
  - pro-memoria: portare documento riconoscimento, calcolatrice penna, matite, gomma, squadrette, riga, carta gommata, panino, acqua … etc.
  - **N.B.: per accedere alla prova pratica occorre superare con almeno 6/10 la prova orale**



Esame di Stato per l'abilitazione alla professione di ingegnere

Commissione Esaminatrice:

- Presidente (nominato dal MIUR su proposta di Ordine Ing. Napoli)
- 4 membri (nominati dal MIUR su proposta di Ordine Ing. Napoli)
- membri esperti (a descrizione del Presidente, se necessari!) per i seguenti settori:
  - Edilizia
  - Strutture
  - Strade
  - Idraulica

Esame di Stato per l'abilitazione alla professione di ingegnere

Esito finale Esame di stato

- Il voto totale finale è espresso in quarantesimi
- Per essere idonei occorrono almeno 24/40 = (6 + 6 + 6 + 6)/40

Voto min. Tema 1

Voto min. Tema 2

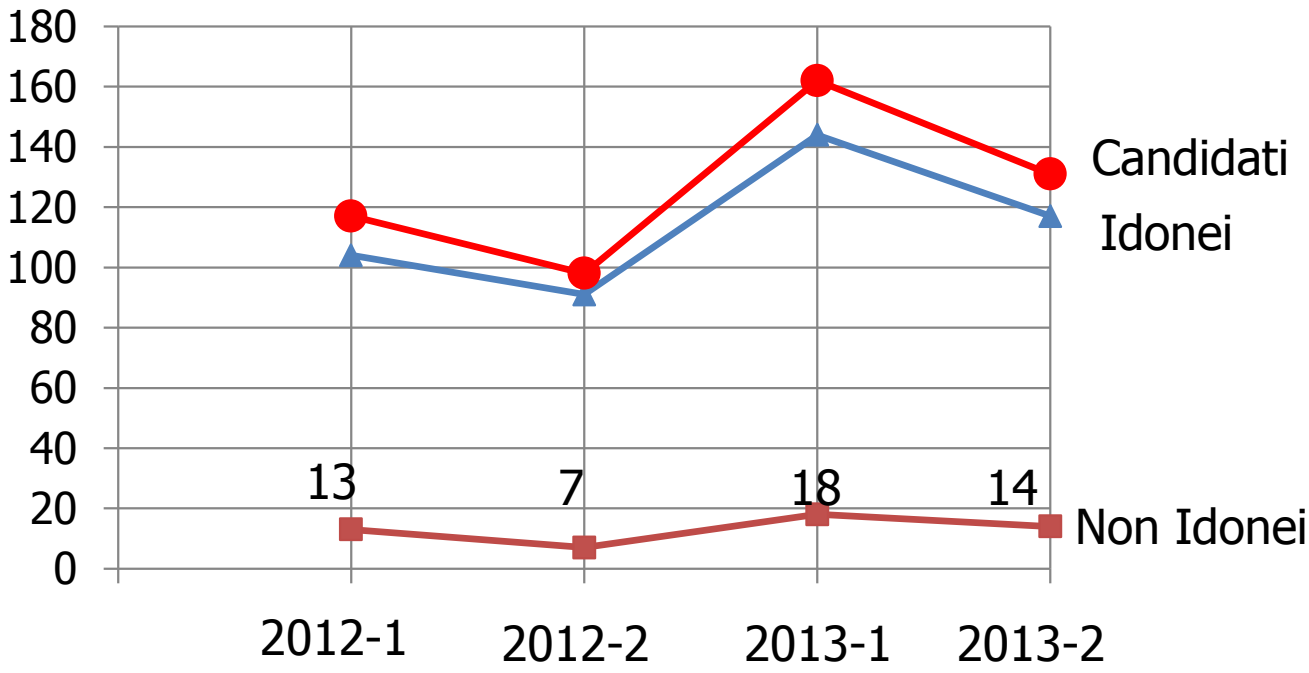
Voto min. Orale

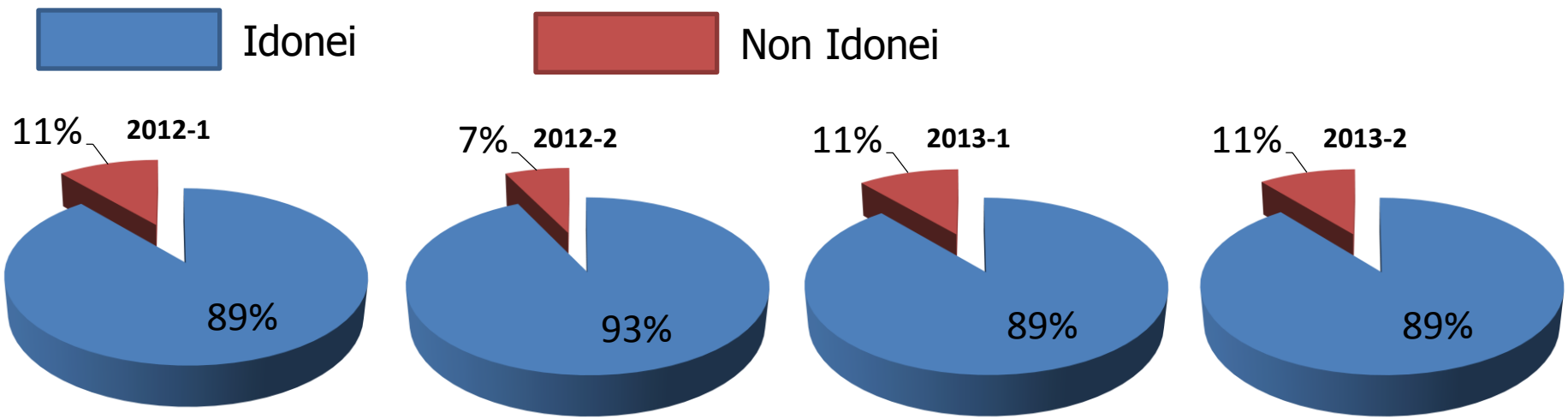
Voto min. prova pratica

- Acquisita l'abilitazione alla professione di ingegnere, è possibili iscriversi velocemente al proprio Ordine provinciale, con una semplice autocertificazione (ovvero anche senza documento ufficiale rilasciato dall'ufficio Esami di Stato)

Esame di Stato per l'abilitazione alla professione di ingegnere

Esami di stato passati (Specialisti)





Prove scritte
… le tracce strutturali dei temi
Sessione 2013

Laurea triennale o di diploma universitario

Tracce Strutturali Esami di Stato UNINA - Prima Sessione 2013

Tema 1

Il Candidato descriva i criteri di progetto e verifica dei solai latero-cementizi.

Tema 2

Il Candidato descriva i criteri di verifica degli elementi in c.a. sollecitati da azioni flettenti.

Laurea triennale o di diploma universitario

Tracce Strutturali Esami di Stato UNINA - Seconda Sessione 2013

Tema 1

Il candidato descriva la procedura per definire il dominio M-N di una sezione rettangolare in c.a. con doppia armatura simmetrica.

Tema 2

Il candidato descriva i criteri di progettazione dei plinti (sia diretti che su pali) e delle relative travi di collegamento.

Laurea specialistica, magistrale o laurea v.o.

Tracce Strutturali Esami di Stato UNINA - Prima Sessione 2013

Tema 1

Il Candidato descriva le tipologie strutturali degli edifici in zona sismica, illustrando specificità, regole di progetto e limiti di applicazione.

Tema 2

Il Candidato descriva i metodi di analisi strutturale per le costruzioni in zona sismica.

Laurea specialistica, magistrale o laurea v.o.

Tracce Strutturali Esami di Stato UNINA - Seconda Sessione 2013

Tema 1

Il Candidato descriva la problematica della ripartizione delle azioni orizzontali tra gli elementi sismoresistenti di un edificio.

Tema 2

Il Candidato descriva i possibili interventi di consolidamento delle strutture esistenti in c.a. e/o muratura, evidenziandone pregi e limiti di applicazione e le modalità di valutazione del grado di sicurezza conseguibile.

Un esempio di tema ben fatto

Il Candidato descriva i possibili interventi di consolidamento delle strutture esistenti in c.a. e/o muratura, evidenziandone pregi e limiti di applicazione e le modalità di valutazione del grado di sicurezza conseguibile.

Indice:

INTRODUZIONE

1 MURATURE ED EDIFICI IN MURATURA

2 ANALISI DEL COMPORTAMENTO SISMICO DEGLI EDIFICI IN MURATURA

3 INTERVENTI E NORMATIVA

4 INTERVENTI : TIPOLOGIE APPLICAZIONI E ANALISI CRITICA

5 CONCLUSIONI

Un esempio di tema ben fatto

INTRODUZIONE

intervento antisismico ➡ logica del cemento armato

efficacia degli interventi ➡ assetto finale simile a quello di un telaio in C. A.

normativa

intervento di "miglioramento" ≠ intervento di "adeguamento

rispetto della struttura originaria dell'edificio

efficacia di tecnologie più "leggere" e meno invasive del C.A.

NTC 2008
E CIRCOLARE
ESPLICATIVA
n. 617/09

3 - GLI INTERVENTI E LA NORMATIVA

§ C8A.5 **CRITERI PER GLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DI EDIFICI IN MURATURA**

§ C8A.5.1 *interventi volti a ridurre le carenze dei collegamenti*

§ C8A.5.2 *interventi sugli archi e sulle volte*

§ C8A.5.3 *interventi volti a ridurre l'eccessiva deformabilità dei solai*

§ C8A.5.4 *interventi in copertura*

§ C8A.5.5 *interventi che modificano la distribuzione degli elementi vert. resistenti*

§ C8A.5.6 *interventi volti ad incrementare la resistenza nei maschi murari*

§ C8A.5.7 *interventi su pilastri e colonne*

§ C8A.5.8 *interventi volti a rinforzare le pareti intorno alle aperture*

§ C8A.5.9 *interventi alle scale*

§ C8A.5.10 *interventi volti ad assicurare i collegamenti degli elem. non strutturali*

§ C8A.5.11 *interventi in fondazione*

§ C8A.5.12 *realizzazione di giunti sismici*

Un esempio di tema ben fatto

CIRCOLARE n. 617/09 § C8A.5. / INTERVENTI		5.1 volti a ridurre le carenze dei collegamenti	5.2 volti a ridurre le spinte non contrastate di archi e volte	5.3 volti a ridurre l'eccessiva deformabilità dei solai	5.4 migliorare la distribuzione degli elementi verticali	5.5 volti ad incrementare la resistenza dei maschi murari	5.6 volti a di assicurare i collegamenti degli elementi non strutturali	5.7 volti a rinforzare le parti intorno alle aperture	5.8 in copertura	5.9 miglioramento delle strutture di fondazione	5.10 realizzazione di giunti sismici	5.11 tecniche antisismiche avanzate	5.12 pilastri e colonne	5.13 alle scale
22	*ispess. delle pareti m.*				●	●								
23	*ricostruzione dei muri*				●	●								
24	*iniezioni di malta*				●	●								
25	*iniezioni localizzate*				●	●								
26	*intonaco armato*				●	●								
27	*sistemi di tirantatura orizzontale o verticale*	●				●								
28	*collegam. di elem. non strutturali*	●					●							
29	*consolid. di architravi*	●						●						
30	*sostituzioni architravi cornici*							●						
31	*irrigid. falda di copert. con tavolato ligneo*			●					●					
32	*consolid. di coperture*				●				●					
33	*consolid. di nodi*	●							●					
34	*nuove fondazioni*									●				
35	*esecuzione di cordoli in c.a. per allarg. fondaz. esistente*									●				
36	*sottofonaz. muraria*									●				
37	*esecuzione di piastra di collegamento murature alla base*									●				
38	*fondazioni tramite micropali*									●				
39	*realizzazione di giunti sismici*										●			
40	*tecniche antisismiche avanzate*											●		
41	*cerchiature metalliche*				●								●	
42	*interventi alle scale*													●

PROSPETTO INTERVENTI TRATTATI

4 - INTERVENTI DI ADEGUAMENTO E MIGLIORAMENTO SISMICO

	INTERVENTI
1	*catene e tiranti*
2	*fasciature realizzate con materiali compositi*
3	*cordoli di sommità*
4	*cerchiature di aperture*
5	*scuci-cuci*
6	*tirantini antiespulsivi*
7	*cerchiature metalliche*
8	*presidio su archi e piattabande*
9	*speroni e ingrossi murari e ispessimento delle pareti murarie*
10	*soletta armata con perfori incrociati* *irrigidimento di impalcati* *sostituzione di solai di piano e di copertura* *connessione del solaio di copertura al timpano e alle murature*
11	*ristilatura dei giunti*
12	*diatoni artificiali in acciaio, in cls armato e diatoni naturali*
13	*iniezioni*
14	*intonaco armato*
15	*irrigidimento della falda di copertura*
16	*esecuzione fondazioni tramite micropali*
17	*nuove fondazioni*
18	*consolidamento di coperture nodi e capriate*
19	*giunti sismici*
20	*allargamento di fondazioni:* *esecuzione di cordoli in c.a. per allargamento fondazione esistente* *esecuzione di sottofondazione muraria* *esecuzione di piastra di collegamento murature alla base*
21	*consolidamento e sostituzione di architravi*
22	*cappe in calcestruzzo*

- 1 — *catene e tiranti*
- 2 — *fasc. con mat. compositi*
- 3 — *cordoli di sommità*
- 5 — *scuci - cuci*
- 7 — *cerc. met. (pil. e colonne)*
- 11 — *ristilatura dei giunti*
- 14 — *intonaco armato*

4 - INTERVENTI DI ADEGUAMENTO E MIGLIORAMENTO SISMICO

DESCRIZIONE → ***DESCRIZIONE SINTETICA DELL' INTERVENTO***

CAMPI DI APPLICAZIONE → ***LEGATI AI MECCANISMI DI COLLASSO DA CONTRASTARE***

APPLICAZIONE DELLA TECNICA → ***TECNICHE DI ESECUZIONE E FASI OPERATIVE***

ANALISI CRITICA

VANTAGGI

SVANTAGGI

CATENE E TIRANTI
INSERIMENTO CAPOCHIAVE

4 - INTERVENTI: TIPOLOGIE APPLICAZIONI E ANALISI CRITICA

DESCRIZIONE

*realizzato con **elementi metallici** ancorati alle murature mediante **capichiave** disposti nelle due direzioni principali del fabbricato*

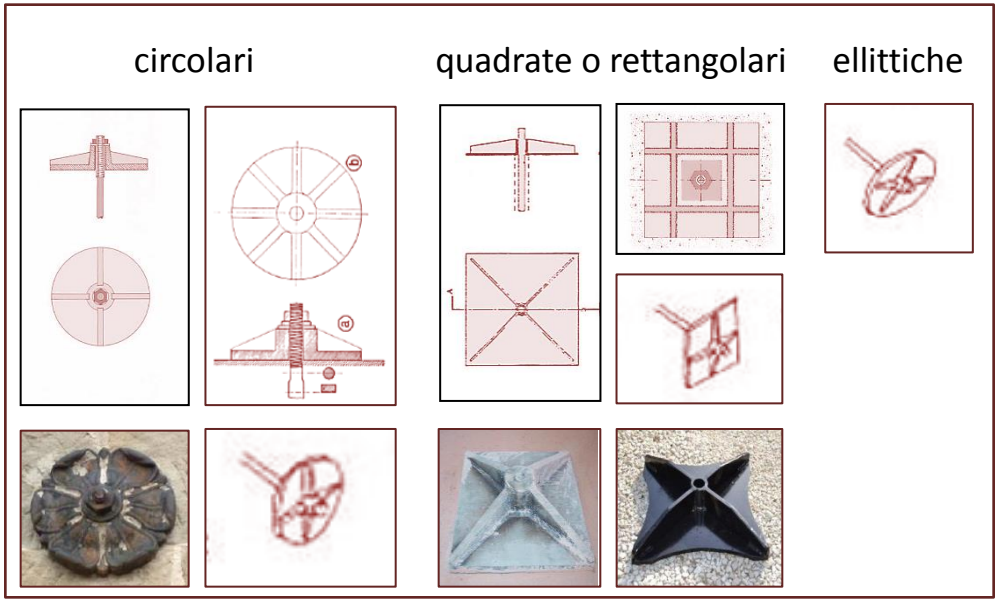
elementi costitutivi

elementi metallici →

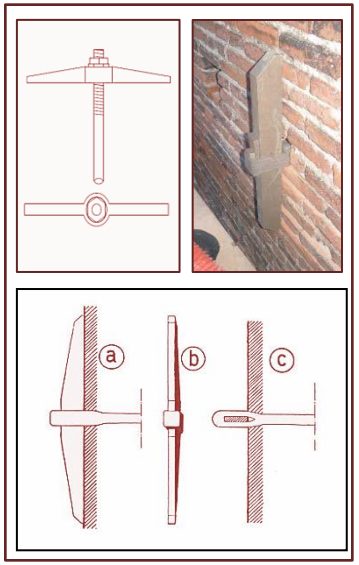
barre in acciaio
profilati piatti o quadri
trefoli in acciaio armonico

piastre ← ***capichiave o organi di ritegno*** → paletti

circolari | quadrate o rettangolari | ellittiche



qualità muratura

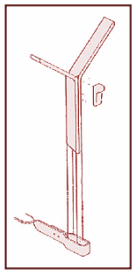


CATENE E TIRANTI INSERIMENTO CAPOCHIAVE

4 - INTERVENTI: TIPOLOGIE APPLICAZIONI E ANALISI CRITICA

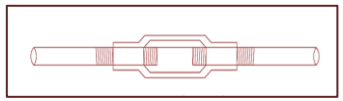
DESCRIZIONE

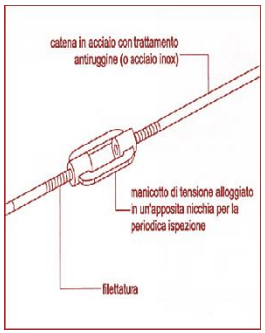
spinotti ← ***capichiave o organi di ritegno*** → bolzoni



elementi costitutivi

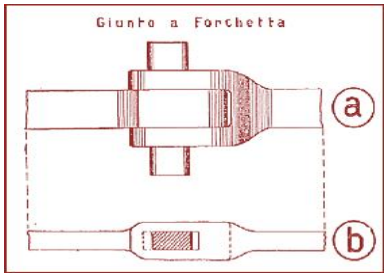
giunti di tensione

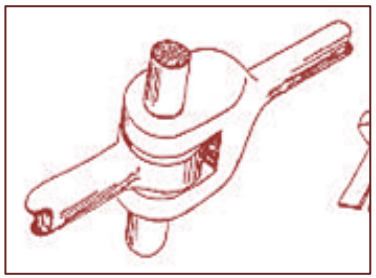




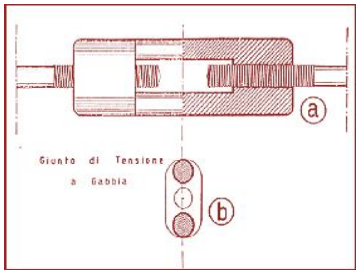
per imprimere una coazione alla struttura

a forchetta ← ***giunti di connessione*** → a gabbia





quando non sono disponibili barre di lunghezza particolare



CATENE E TIRANTI INSERIMENTO CAPOCHIAVE

4 - INTERVENTI: TIPOLOGIE APPLICAZIONI E ANALISI CRITICA

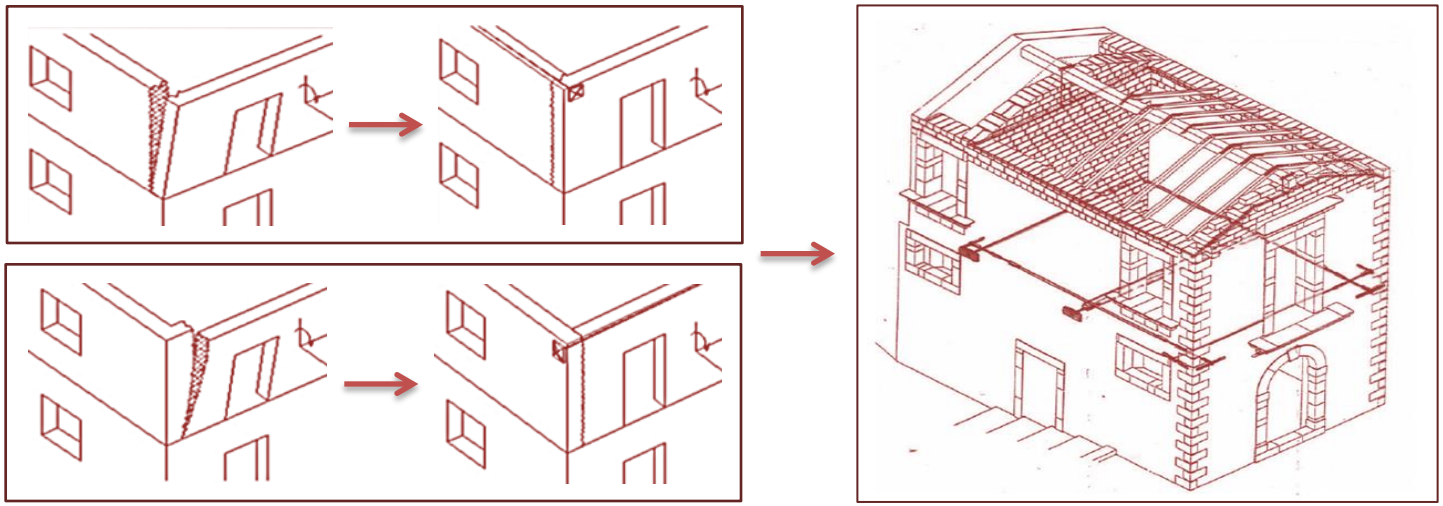
CAMPI DI APPLICAZIONE

collegamento — *contenimento* — *ritegno* → *sottoposte* → **TRAZIONE**

comportamento scatolare	assorbimento spinte anomale	contrasto del ribaltamento

rottura per flessione

rottura per taglio



APPLICAZIONE DELLA TECNICA

intervento → attivo → *imprime coazione alla struttura*

intervento → passivo → *come riserva statica*

CATENE E TIRANTI INSERIMENTO CAPOCHIAVE

4 - INTERVENTI: TIPOLOGIE APPLICAZIONI E ANALISI CRITICA

MESSA IN OPERA

MESSA IN TENSIONE

Allungamento a caldo

riscaldamento
- messa in opera catena,
- riscaldamento del tratto centrale
- fino all'allentamento dei capichiave
- bloccaggio degli ancoraggi

la catena sviluppa il tiro raffreddandosi

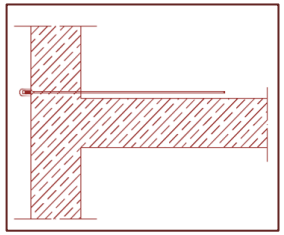
Allungamento a freddo

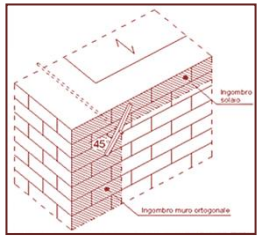
contrasto del dado di testa sul capochiave
- le catene hanno un estremo filettato e il capochiave è forato per permetterne il passaggio
- la messa in tensione avviene avvitando il dado fino a raggiungere l'allungamento

manicotto filettato
- *la messa in tensione si realizza a mezzo di un manicotto intermedio*

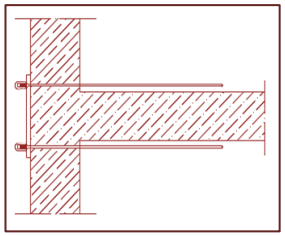
POSIZIONAMENTO

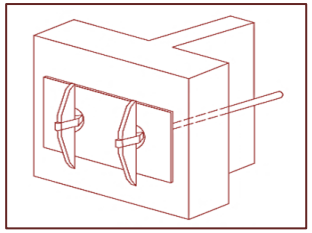
in adiacenza ai muri trasversali
generalmente al livello dei solai





coppia di catene gemelle - catene binate
poste in parallelo lateralmente al muro



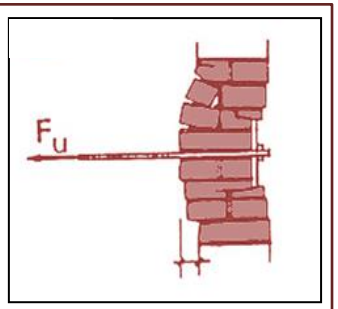


CATENE
E TIRANTI
INSERIMENTO
CAPOCHIAVE

4 - INTERVENTI: TIPOLOGIE APPLICAZIONI E ANALISI CRITICA

ANALISI CRITICA

- **scarsa resistenza della muratura** → *punzonamento* → i capichiave a paletto non devono essere troppo corti le piastre non troppo piccole; forme a X, Y, S, arcuate sollecitazioni torsionali



- **qualità del tirante/sistema ancoraggio** → errato dimensionamento
- **posizionamento** → *da evitare* → sottotraccia; ancoraggi a scomparsa
- **corrosione** → diminuzione sezione resistente e aumento volume
- **pretensione** → *quella necessaria* → murature a doppio paramento e/o con scarse proprietà meccaniche

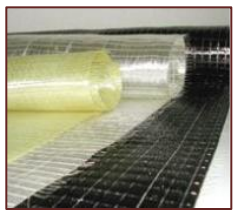
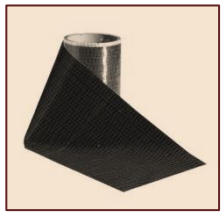
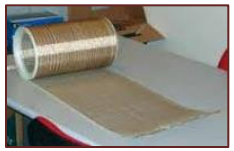
- **miglioramento schema strutturale edificio - riduzione delle spinte orizzontali trasmesse da strutture spingenti - maggiore duttilità - opere provvisionali**

FASCIATURE CON MATERIALI COMPOSITI

4 - INTERVENTI: TIPOLOGIE APPLICAZIONI E ANALISI CRITICA

DESCRIZIONE

si incollano alla struttura, con resine epossidiche, ***fasce ad alta resistenza*** composte da tessuti di fibre di materiale composito immerso in una matrice, polimerica (*FRP)* o cementizia (*SRG).*

CARATTERISTICHE GENERALI

- elevata ***resistenza meccanica***
- ***peso*** limitato
- ***facilità e duttilità di applicazione*** (adattamento a forme complesse e non perfettamente piane)
- ***spessori ridotti*** (impatto visivo trascurabile)
- ***reversibilità*** (le fasce sono solo incollate alla superficie e possono essere rimosse)

CAMPI DI APPLICAZIONE

- ***confinamento*** elementi verticali compressi
- ***cerchiaggio*** pareti murarie (rib. fuori dal piano/collegamento)
- ***rinforzo volte***

4 - INTERVENTI: TIPOLOGIE APPLICAZIONI E ANALISI CRITICA

FASCIATURE CON MATERIALI COMPOSITI

confinamento elementi verticali compressi

DESCRIZIONE fasciatura completa dei ***singoli elementi*** o secondo ***piani orizzontali***

APPLICAZIONE DELLA TECNICA ***es.*** fasciatura di pilastri in muratura nei giunti di malta mediante l'utilizzo di un nastro di altezza molto ridotta

cerchiaggio pareti murarie

DESCRIZIONE ***collegamento delle murature ortogonali*** e "chiusura" della scatola muraria al fine di migliorare la risposta globale dell'edificio

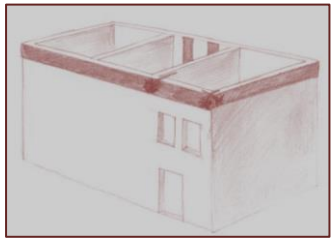
FASCIATURE CON MATERIALI COMPOSITI

4 - INTERVENTI: TIPOLOGIE APPLICAZIONI E ANALISI CRITICA

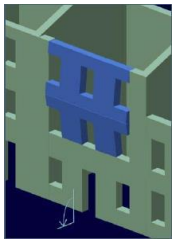
cerchiaggio pareti murarie

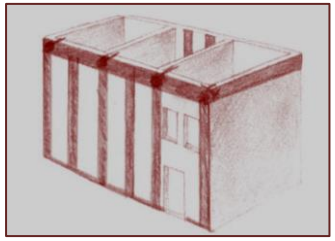
APPLICAZIONE DELLA TECNICA

messa in sicurezza di edifici prossimi al collasso (provvisionali o definitive)

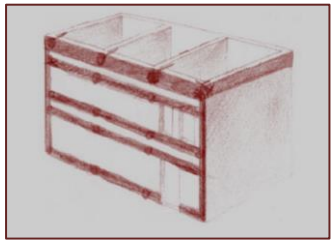


in sommità





in zona tesa (verticali)



in zona tesa (orizzontali)

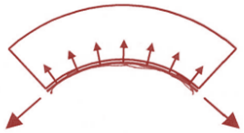
FASCIATURE CON MATERIALI COMPOSITI

rinforzo volte

APPLICAZIONE DELLA TECNICA

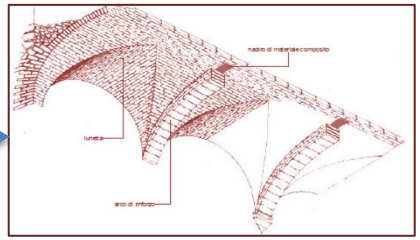
4 - INTERVENTI: TIPOLOGIE APPLICAZIONI E ANALISI CRITICA

sull' intera superficie o in corrispondenza di punti critici



all'intradosso → **poco efficace** → **tiro a vuoto**

associato alla costruzione di un *arco di rinforzo* all'intradosso (fibre tra la volta e il nuovo arco)



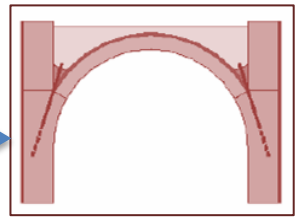
all'estradosso → **efficace** → **tensione di compressione sulla volta**

associato alla costruzione di un *arco di rinforzo* all'estradosso (fibre tra la volta e il nuovo arco)

confinamento della fibra (adesione)

associato alla costruzione *frenelli di laterizio* in sostituzione del rinfianco

diminuzione del peso gravante sulla volta



FASCIATURE CON MATERIALI COMPOSITI

4 - INTERVENTI: TIPOLOGIE APPLICAZIONI E ANALISI CRITICA

ANALISI CRITICA

- **buon comportamento a trazione**
- **reversibilità**: le fasce sono semplicemente incollate e possono essere rimosse
- **economicità**

- resistenza a compressione praticamente nulla
- ambiente alcalino, umidità, temperature estreme, cicli termici, UV, viscosità, rilassamento, fatica (degrado: matrice, resina)
- contatto con altri materiali fibrorinforzati: «*effetto pila*» (degrado) interporre dielettrico
- applicazione all'aperto: protezione dagli agenti atmosferici

CERCHIAGGIO PARETI

- ***esecuzione dall'esterno***
- ***privi di ingombro*** rispetto alle puntellazioni classiche
- ***senza ponteggi*** *(cestelli di macchine elevatrici)*
- ***risparmio economico*** *rispetto opere "usa e getta"*

VOLTE

- ***personale specializzato***
- ***preparazione delle superfici*** eliminazione irregolarità e spigoli vivi
- ***applicazione:*** senza la formazione di bolle d'aria (tessuto ben disteso e ancorato per una corretta trasmissione degli sforzi)

4 - INTERVENTI: TIPOLOGIE APPLICAZIONI E ANALISI CRITICA

CORDOLI DI SOMMITA'

DESCRIZIONE

cordolo di coronamento
sulla sommità dell'edificio lungo il perimetro delle pareti

CAMPI DI APPLICAZIONE

- **contrastare l'*azione di ribaltamento* di pareti fuori dal loro piano**
- **contrastare i *meccanismi di danno* indotti dagli *elementi di copertura***
- **creare un buon *collegamento tra le pareti murarie* dell'edificio, *e tra esse e le coperture* (comportamento scatolare)**

APPLICAZIONE DELLA TECNICA

tipologie:

- *in cemento armato*
- *in acciaio*
- *in muratura armata con acciaio*
- *in muratura armata con FRP/SRG*

CORDOLI DI SOMMITA' in c.a.

4 - INTERVENTI: TIPOLOGIE APPLICAZIONI E ANALISI CRITICA

APPLICAZIONE DELLA TECNICA

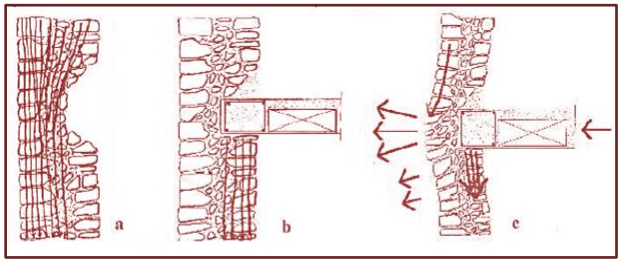
devono:

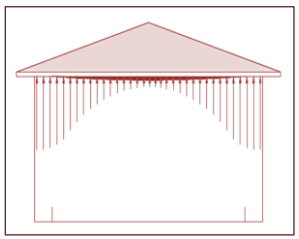
- essere ben collegati alle murature sottostanti → perfori verticali
- avere un'altezza limitata → $h \leq \{s_{m;}\ 40\ cm\}$
- avere idonea qualità muraria → precauzioni su m. a sacco (perfori)

ANALISI CRITICA

- il ***maggiore peso*** produce un incremento della resistenza a taglio
- ***comportamento scatolare***

- il ***maggiore peso*** produce un incremento della massa sismica
- è ***invasivo*** *(smontaggio copertura)*
- ***cordoli in breccia*** ai piani intermedi
- ***effetto trave***: il cordolo non distribuisce i carichi in modo uniforme ma trasmette azioni concentrate alle estremità (sui cantonali), comportandosi come una trave, scaricando la muratura sottostante
- ***rigidezza elevata*** rispetto alla muratura





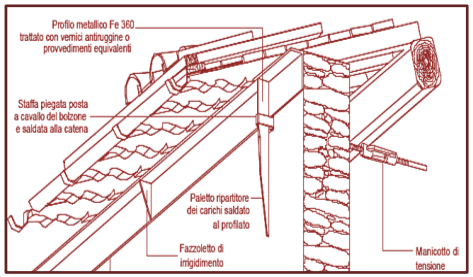
CORDOLI DI SOMMITA' in acciaio

4 - INTERVENTI: TIPOLOGIE APPLICAZIONI E ANALISI CRITICA

APPLICAZIONE DELLA TECNICA

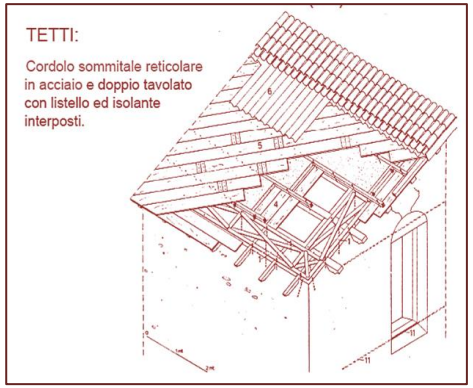
posizionamento:

- ***all'esterno*** di un profilo di acciaio (L,C) lungo la muratura con perfori di collegamento alla muratura (almeno 2/3 dello spessore) e/o all' orditura prin-cipale del solaio

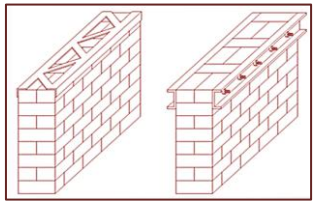


- ***all'interno*** mediante l'applicazione sul sottotetto, in aderenza alla muratura sul lato interno della muratura

- ***sulla sommità*** delle pareti perimetrali di un tra-liccio costituito da profili piatti in acciaio saldati a una trave reticolare e poggiati di piatto



dove possibile sarà dotato di barra di estremità da portare all'esterno della muratura con ***capichiave*** *a formare un tirante*



CORDOLI DI SOMMITA' in acciaio

4 - INTERVENTI: TIPOLOGIE APPLICAZIONI E ANALISI CRITICA

ANALISI CRITICA

- non si operano ***scassi*** nelle murature → ***poco invasivo*** nei confronti delle murature

- si realizza per i solai di piano e di copertura (con o senza lo smontaggio della stessa)
- l'intervento ***è reversibile***

- *perfori armati* di collegamento → *punti di discontinuità* → possibili ***cerniere plastiche di rotazione***

- spesso è necessario ***bonificare*** la fascia di muratura interessata mediante iniezioni
- negli edifici non intonacati ha un *elevato impatto visivo* e richiede una manutenzione minima ***(trattamento antiruggine)***

CORDOLI DI SOMMITA' in muratura armata

con barre di acciaio

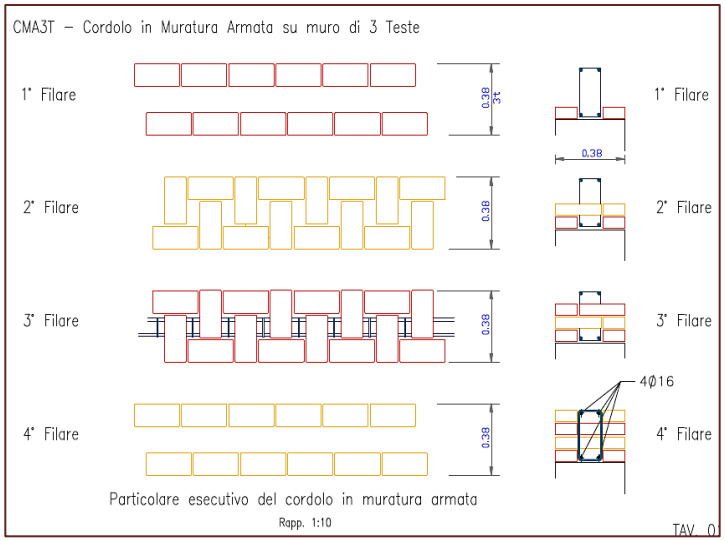
APPLICAZIONE DELLA TECNICA

4 - INTERVENTI: TIPOLOGIE APPLICAZIONI E ANALISI CRITICA

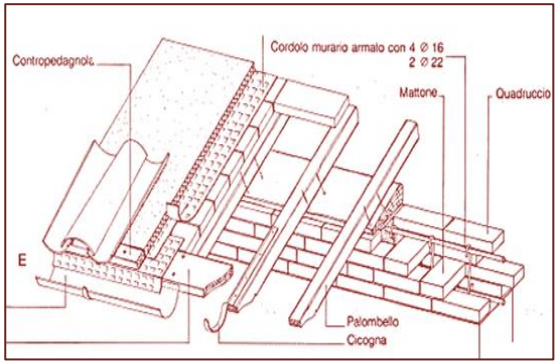
1ª fila *i mattoni vengono posti in direzione longitudinale per consentire il posizionamento delle armature inferiori.*

2ª e 3ª fila *i mattoni realizzano la connessione fra i paramenti.*

4ª fila *presenta le stesse caratteristiche e consente di disporre le barre superiori.*



Il passo regolare dei mattoni, disposti alternativamente di costa e di testa, permette di lasciare i vuoti adatti al ***posizionamento delle staffe*** *di collegamento che chiudono la gabbia metallica. L'****interasse*** *delle staffe deve coincidere con una testa e ½ di mattone, per fare in modo che la costruzione risulti semplificata ed il risultato qualitativamente migliore.*

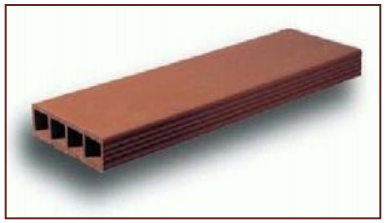


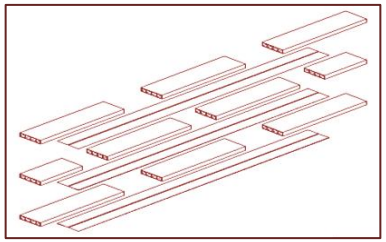
CORDOLI DI SOMMITA' in muratura armata con materiale composito

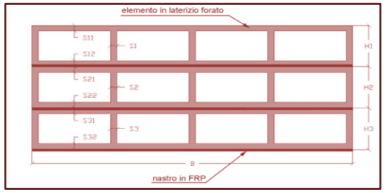
APPLICAZIONE DELLA TECNICA

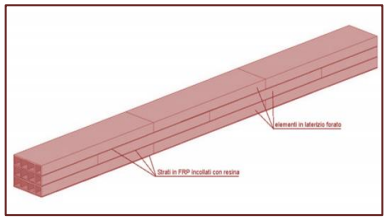
4 - INTERVENTI: TIPOLOGIE APPLICAZIONI E ANALISI CRITICA

- si **regolarizza** la superficie di appoggio con malta
- si **stende** il primo strato di fibre e il primo livello di elementi in laterizio sfalsati
- si **dispongono** gli altri strati di nastri in fibra incollati tramite resina epossidica
- si **solidarizza** il cordolo con la muratura sottostante, con delle perforazioni armate (fori "a quinconce" con all' interno barre in fibra di vetro)
- si **richiudono** i fori con la resina









4 - INTERVENTI: TIPOLOGIE APPLICAZIONI E ANALISI CRITICA

CORDOLI DI SOMMITA' in muratura armata

con barre di acciaio
ANALISI CRITICA

esecuzione solo su una parte dello spessore della muratura → ***concentrazioni nella distribuzione dei carichi verticali***

perfori armati di collegamento → ***punti di discontinuità***

con materiale composito
ANALISI CRITICA

- ***leggerezza***
- ***rapidità di esecuzione***

perfori armati iniettati con malta o resine → *elementi di discontinuità* → ***vie preferenziali di rottura del paramento***

4 - INTERVENTI: TIPOLOGIE APPLICAZIONI E ANALISI CRITICA

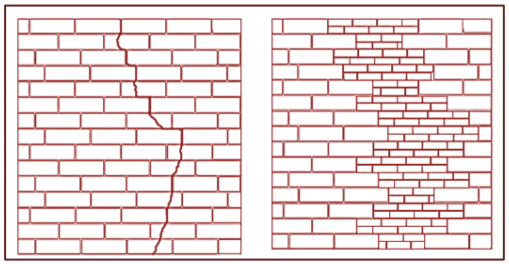
SCUCI - CUCI

DESCRIZIONE

- viene ***ripristinata la continuità muraria:***

a) rimozione degli elementi (lapidei o laterizi) lesionati o degradati

b) realizzazione di una nuova tessitura muraria



CAMPI DI APPLICAZIONE

- su struttura muraria in buone condizioni generali con ***stati fessurativi*** di modesta estensione e una regolarità nella tessitura
- per la *chiusura di vuoti*

APPLICAZIONE DELLA TECNICA

- si inizia *dal basso* verso l'alto *(per sezioni successive)*
- con inserimento di *cunei* tra esistente e nuovo
- con materiali inerti simili e *malte a ritiro nullo* o *leggermente espansive (simili alle originarie)*

↓ *scopo*

↓

comportamento omogeneo (non più resistente)

4 - INTERVENTI: TIPOLOGIE APPLICAZIONI E ANALISI CRITICA

SCUCI - CUCI

ANALISI CRITICA

compatibilità con i principi di conservazione

qualità dell' ammorsamento

- **scarsa coesione** tra nuovo e esistente
- **eccessivo contrasto** tra nuovo e esistente

→ ***inefficacia***

leganti con elevate resistenze → ***dissesto*** nelle parti rimanenti

- non adatto sulle *murature incoerenti* (apparecchiatura disordinata e caotica)
- uso esclusivo di *utensili manuali*

CERCHIATURE METALLICHE
PILASTRI E COLONNE

4 - INTERVENTI: TIPOLOGIE APPLICAZIONI E ANALISI CRITICA

DESCRIZIONE

contrasto delle deformazioni trasversali di colonne e pilastri attraverso una cerchiatura o una fasciatura

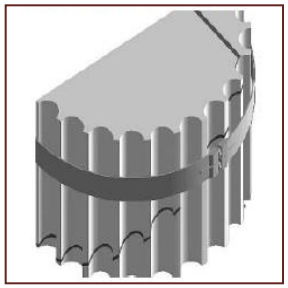
CAMPI DI APPLICAZIONE

consolidamento mediante cerchiatura di colonne in elementi lapidei e di pilastri in muratura

APPLICAZIONE DELLA TECNICA

con:

- **elementi metallici** sagomati, *scaldati* e serrati (presollecitazione) o *serrati a freddo*, tramite bulloni o altri dispositivi



- **SMA** (leghe a memoria di forma)
- fasce di **fibre di carbonio**
- **cavi d'acciaio** inseriti nei giunti di malta

CERCHIATURE METALLICHE
PILASTRI E COLONNE

4 - INTERVENTI: TIPOLOGIE APPLICAZIONI E ANALISI CRITICA

ANALISI CRITICA

- **immediato incremento della resistenza** → opere provvisionali
- **reversibilità** → sotto l'aspetto della conservazione
- **durabilità** → se adeguatamente protette
- **invasività** → interessano di solito superfici limitate

- **variazioni di temperatura**
  - T diminuisce → allentamento
  - T cresce → maggiore sollecitazione
- **sezione quadrata o rettangolare** → concentrazione di tensioni negli spigoli → **(smussi o profili ad L)**
- **saldature in cantiere**
- **colonne circolari con scanalature** → **cerchiaggio gonfiato** (cuscinetti di malta)

4 - INTERVENTI: TIPOLOGIE APPLICAZIONI E ANALISI CRITICA

RISTILATURA DEI GIUNTI

DESCRIZIONE

*consiste nella **scarnitura** dei giunti e nel loro successivo **rinzaffo** con nuova malta simile a quella originaria*

CAMPI DI APPLICAZIONE

- risanamento e riparazione di **murature deteriorate e danneggiate**
- miglioramento **proprietà meccaniche**
  - murature ***non elevato spessore*** in profondità su i due lati
  - murature ***medio o grosso spessore*** incoerenti

APPLICAZIONE DELLA TECNICA

- pulizia della superficie
- scarnitura profonda del paramento esterno
- lavaggio del paramento murario
- rinzaffo con malta idonea (proprietà fisico-meccaniche simili esistente)

4 - INTERVENTI: TIPOLOGIE APPLICAZIONI E ANALISI CRITICA

RISTILATURA DEI GIUNTI

ANALISI CRITICA

l'efficacia dell'intervento è legata alla **rego-larizzazione** del contatto tra i blocchi e la malta allo scopo di **ripartire le forze di contatto**

→ **idoneità malta**

*malta con **caratteristiche fisico-meccaniche simili a quella esistente** e posta in opera **con cura** e **ben pressata***

non viene modificato il comportamento strutturale dell'organismo murario

migliore trasmissione delle sollecitazioni

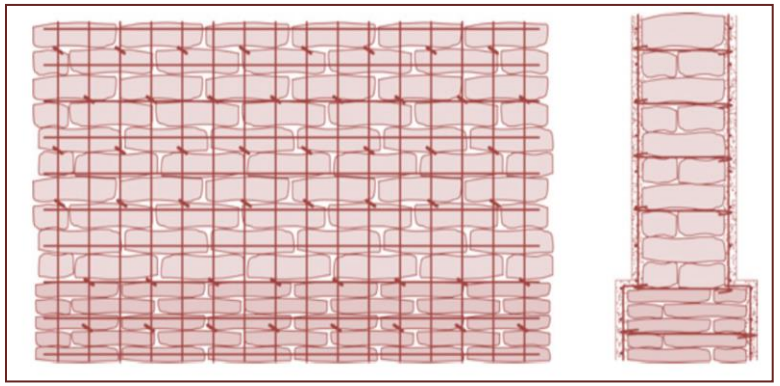
migliore coesione

4 - INTERVENTI: TIPOLOGIE APPLICAZIONI E ANALISI CRITICA

INTONACO ARMATO

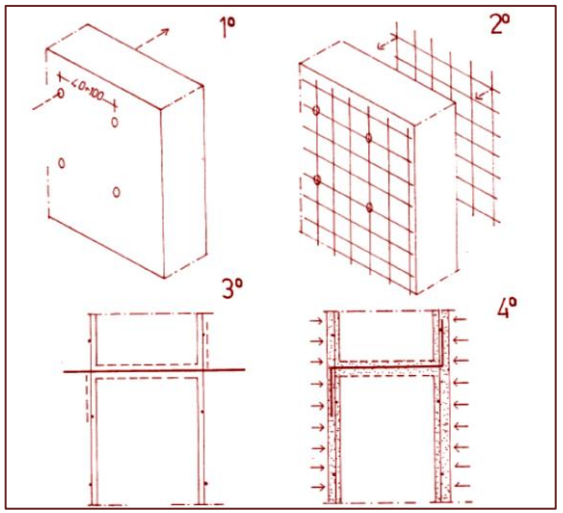
DESCRIZIONE

*in aderenza alla superficie del paramento si realizza una **parete** di materiale a base **cementizia armata** con **rete metallica** resa solidale con barre ancorate nella muratura*



APPLICAZIONE DELLA TECNICA

- preparazione della parete
- **perforazioni**
- allargamento le fessure maggiori
- pulizia delle fessure
- **inserimento di barre**
- **posizionamento delle armature**
- **esecuzione delle lastre**



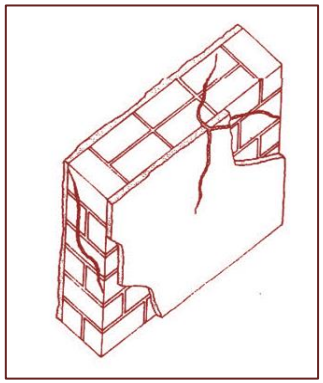
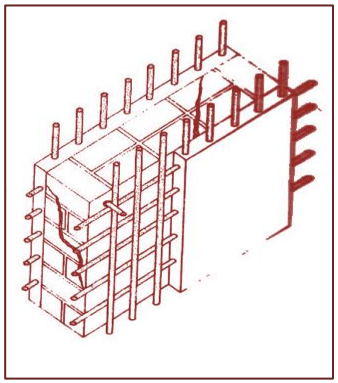
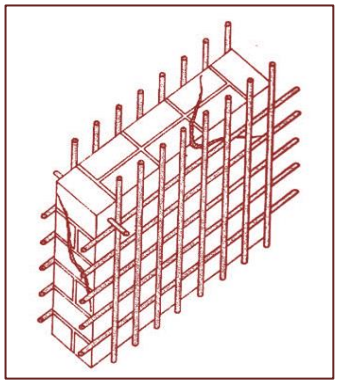
4 - INTERVENTI: TIPOLOGIE APPLICAZIONI E ANALISI CRITICA

INTONACO ARMATO

CAMPI DI APPLICAZIONE

consolidamento di singoli **maschi murari** fortemente danneggiati

interventi localizzati ⟶ incremento di rigidezza dell'elemento consolidato rispetto a quelli originari adiacenti

ANALISI CRITICA

facilità di esecuzione e possibilità di **intervenire dall'esterno**

se eseguita **su innesti murari** realizza un'efficace connessione

4 - INTERVENTI: TIPOLOGIE APPLICAZIONI E ANALISI CRITICA

INTONACO ARMATO

ANALISI CRITICA

- **irreversibilità**
- **invasività**
- **incompatibilità fisica**
- **maggiore incremento di peso**
- **scarsa durabilità**

↓

- **corrosione** dei connettori trasversali (barre in acciaio inox)
- **debolezza dell'ancoraggio** → *connettori inseriti nei fori praticati nella muratura* ***senza malta cementizia*** → ***rottura*** *dei connettori e ribaltamento della lastra esterna*

↓

effettuare l'intervento su entrambe le facciate della parete

- effetti sulla regolarità in pianta
- incremento di rigidezza dell'elemento consolidato rispetto a quelli originari adiacenti negli interventi localizzati

5 - CONCLUSIONI

molti interventi eseguiti nel passato hanno evidenziato
una *scarsa efficacia in presenza di sisma*

tali interventi sono stati *sconsigliati*
dalla normativa sismica del 2008 e dalla pratica a regola d'arte

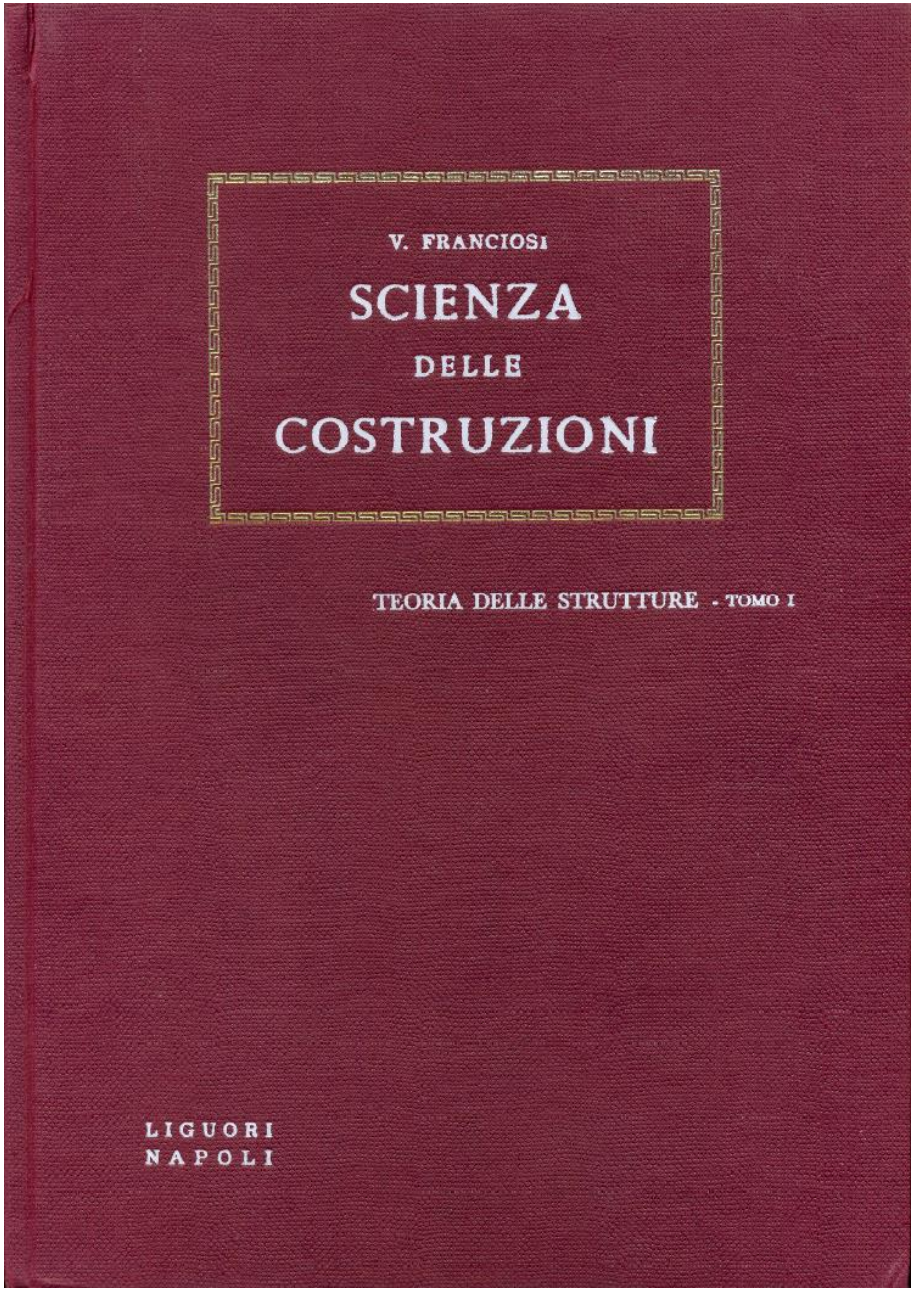
si tratta di interventi invasivi, non reversibili, *non rispettosi*
delle tecniche e della concezione strutturale originaria dell'edificio

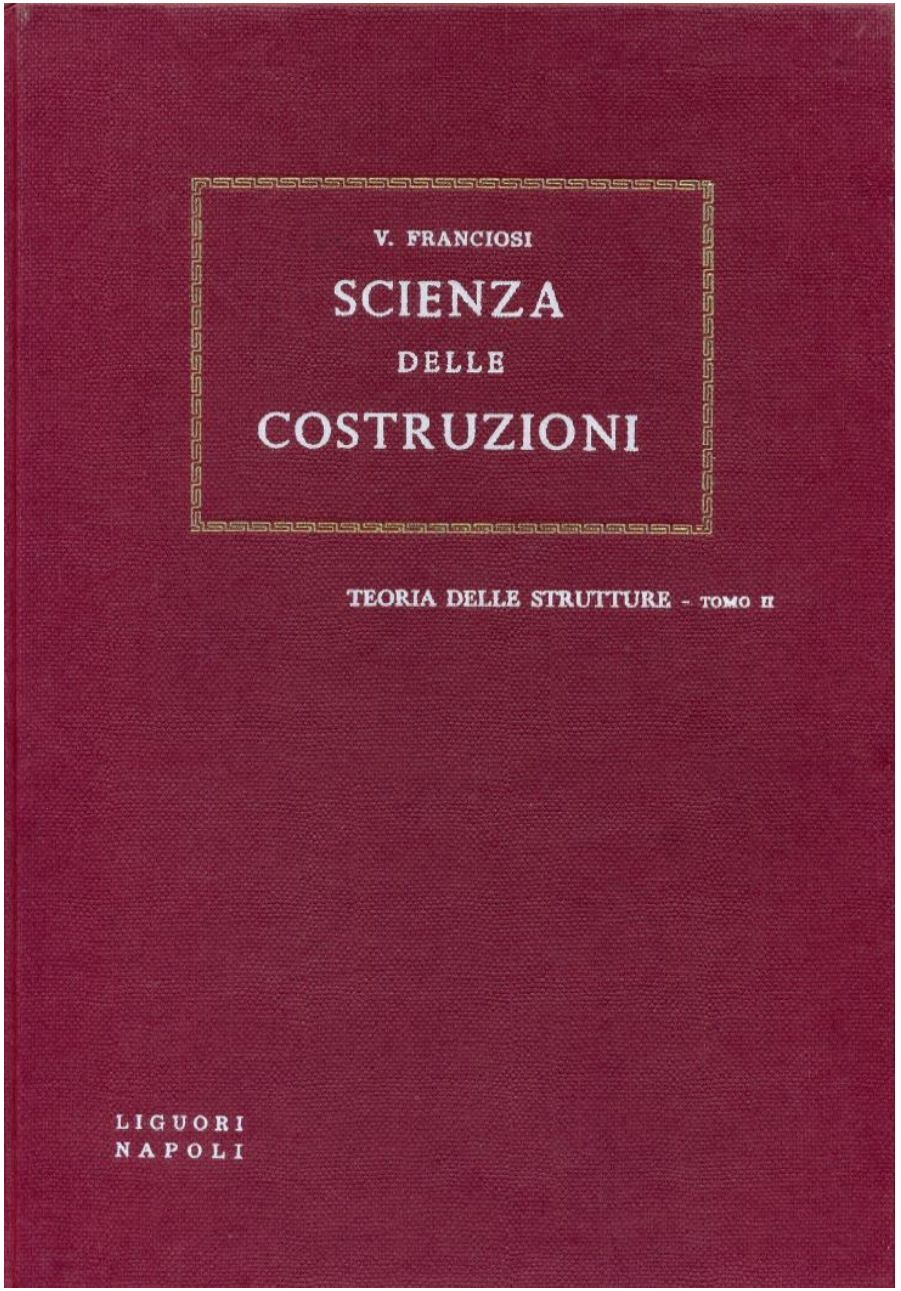
N.B.: Nel tema non è stato sviluppato il quesito relativo alle modalità di valutazione del grado di sicurezza conseguibile → voto 8/10

La prova orale

Statica delle strutture

La prova orale





La prova orale

CAPITOLO VI

LA STATICA DELLE TRAVI

1. Definizioni . . . . . *pag.* 250
2. Le sollecitazioni esterne . . . . . » 250
3. Le caratteristiche della sollecitazione interna . . . . . » 253
4. I vincoli . . . . . » 256
5. Strutture labili, isostatiche, iperstatiche . . . . . » 266
6. Valori indeterminati o infinitamente grandi delle reazioni . . » 283
7. La ricerca delle reazioni vincolari e delle caratteristiche attraverso il principio dei lavori virtuali per i sistemi olonomi: il procedimento delle catene cinematiche . . . . . » 286
8. Le linee d'influenza delle reazioni e delle caratteristiche per forze viaggianti sulle strutture isostatiche . . . . . » 302
9. La ricerca delle reazioni vincolari isostatiche attraverso le equazioni della statica . . . . . » 321
10. La ricerca delle reazioni vincolari isostatiche attraverso successive scomposizioni grafiche . . . . . » 326
11. La ricerca grafica delle reazioni isostatiche attraverso considerazioni proiettive . . . . . » 332
12. Relazioni tra le caratteristiche della sollecitazione interna e le forze applicate . . . . . » 343
13. Diagrammi delle caratteristiche della sollecitazione interna . . » 345

La prova orale

CAPITOLO VII

LE TRAVI AD ASSE RETTILINEO ISOSTATICHE

1. Generalità sulle travi ad asse rettilineo . . . . . *pag.* 351
2. I diagrammi del taglio e del momento flettente: il metodo della doppia integrazione . . . . . » 359
3. Il diagramma del momento: il metodo della curva funicolare . . » 375
4. La ricerca della linea elastica: il metodo di Saviotti, o delle quattro integrazioni . . . . . *pag.* 383
5. La ricerca della linea elastica: il metodo dei due poligoni funicolari e i corollari di Mohr . . . . . » 401
6. La composizione delle rotazioni e degli spostamenti . . . . » 415
7. Travi Gerber . . . . . » 417
8. Linee d'influenza . . . . . » 421

Bibliografia . . . . . » 441

La prova orale

CAPITOLO VIII

LE TRAVI AD ASSE RETTILINEO IPERSTATICHE DI UNA SOLA CAMPATA

1. Le equazioni di congruenza . . . . . *pag.* 1
2. La trave di sezione costante con un appoggio e un incastro rigidi. » 3
3. La trave di sezione variabile . . . . . » 15
4. Trave di sezione variabile con un appoggio e un incastro rigidi soggetta ad una coppia in corrispondenza dell'estremo appoggiato . . » 18
5. Trave di sezione variabile con un appoggio e un incastro rigidi, soggetta ad una distorsione di rotazione relativa . . . . . » 20
6. Trave di sezione variabile con un appoggio e un incastro rigidi, soggetta ad una distorsione di scorrimento relativo . . . . . » 21
7. Linee d'influenza del momento flettente e del taglio per una distorsione $D = 1$ e per una forza $F = 1$ viaggianti, nell'ipotesi di vincoli rigidi . . . . . » 24
8. Trave di sezione variabile con appoggio e incastro, in cui l'incastro è angolarmente ed elasticamente cedevole, soggetta ad una coppia sull'appoggio . . . . . .
9. Le linee d'influenza della trave di sezione variabile con incastro ed appoggio, in cui l'incastro è angolarmente ed elasticamente cedevole . . . . . » 28
10. La funzione di Green dello spostamento per forza viaggiante sulla trave di sezione costante con incastro e appoggio rigidi. . . . » 33
11. La trave di sezione costante con due incastri rigidi . . . . » 34
12. La trave di sezione variabile con due incastri angolarmente cedevoli. » 45
13. La trave di sezione variabile con incastri rigidi . . . . . » 51
14. La funzione di Green dello spostamento per forza viaggiante sulla trave di sezione costante con incastri rigidi . . . . . » 53

La prova orale

CAPITOLO IX

TRAVI CONTINUE E TELAI

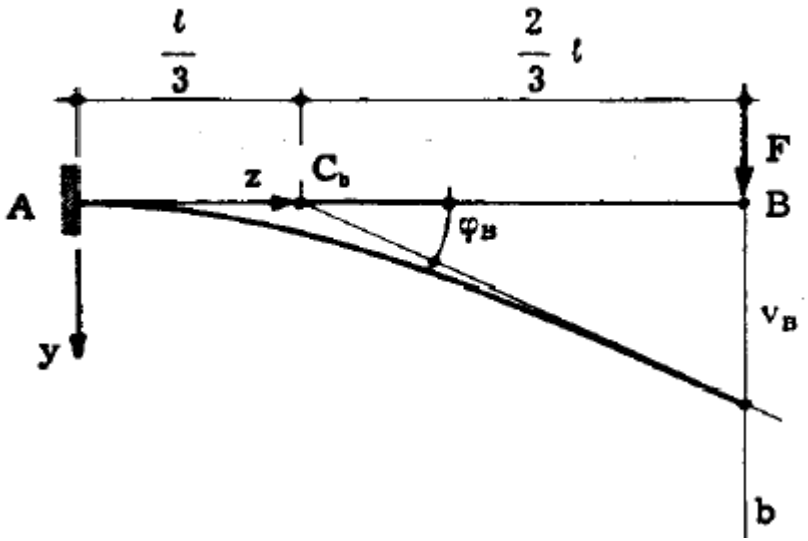
1. La trave continua: equazione dei tre momenti . . . . . *pag.* 54
2. Il calcolo delle reazioni degli appoggi; i diagrammi del momento, del taglio, degli spostamenti . . . . . » 58
3. L'equazione dei quattro momenti . . . . . » 60
4. L'equazione delle cinque rotazioni . . . . . » 67
5. La risoluzione per successive approssimazioni delle equazioni dei nodi e dei piani. . . . . *pag.* 73
6. Il procedimento di Kani . . . . . » 81
7. Il procedimento di Cross . . . . . » 97
8. Un metodo per successive approssimazioni di rapida convergenza per il calcolo dei telai a nodi spostabili. . . . . » 114
9. Sistemi simmetrici ed emisimmetrici . . . . . » 122
10. Le linee d'influenza . . . . . » 126

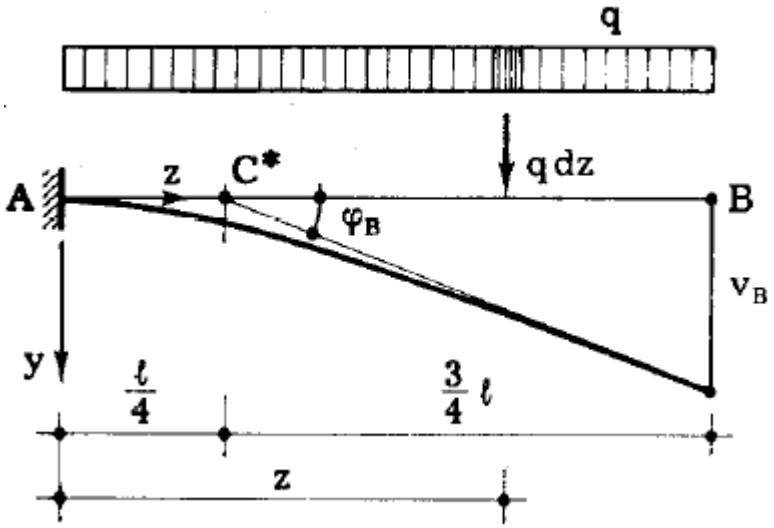
CAPITOLO XII

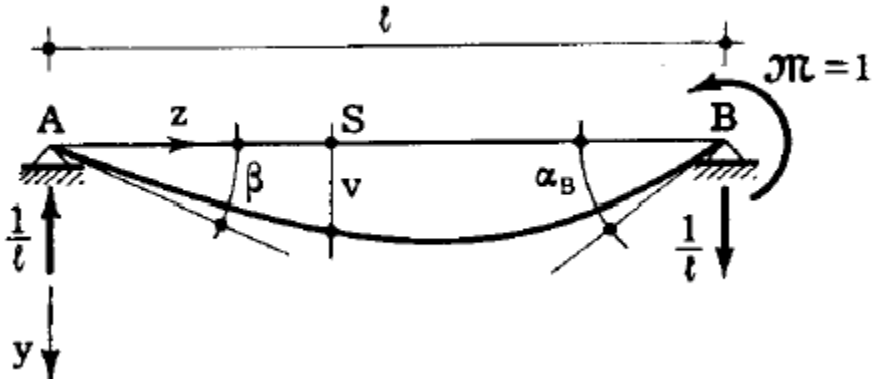
LA TRAVE SU SUOLO ELASTICO

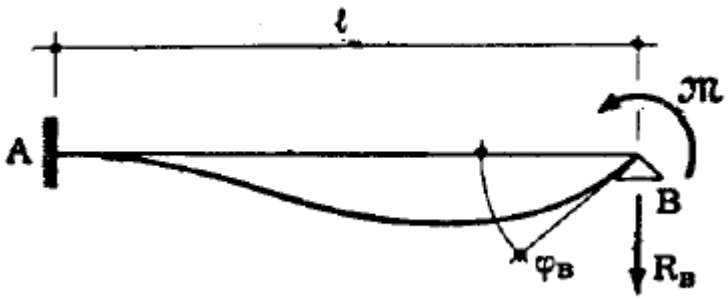
1. Equazione del problema . . . . . *pag.* 286
2. La trave di lunghezza infinita e sezione costante su terreno di cedibilità costante . . . . . » 288
3. La trave di lunghezza finita e sezione costante su terreno di cedibilità costante . . . . . » 293
4. La trave di sezione variabile, su terreno di cedibilità costante . . » 295
5. Un esempio di trave a sezione costante . . . . . » 296

La prova orale

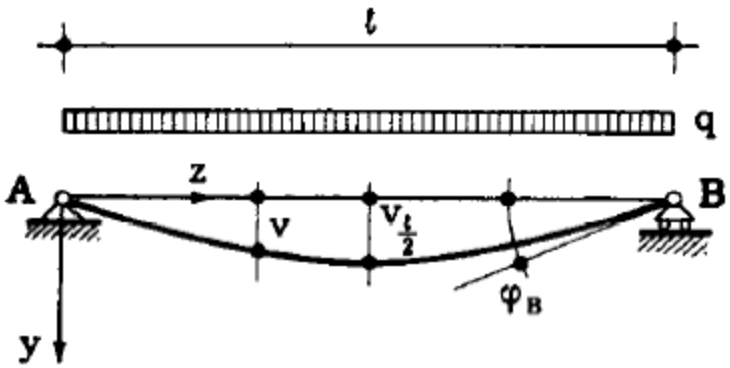


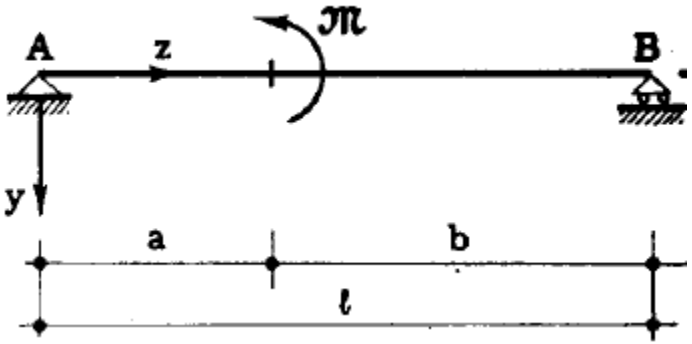


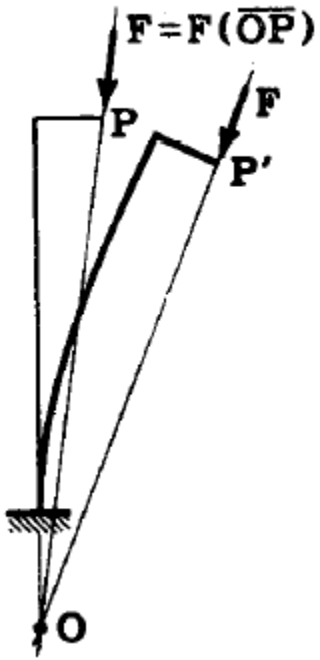


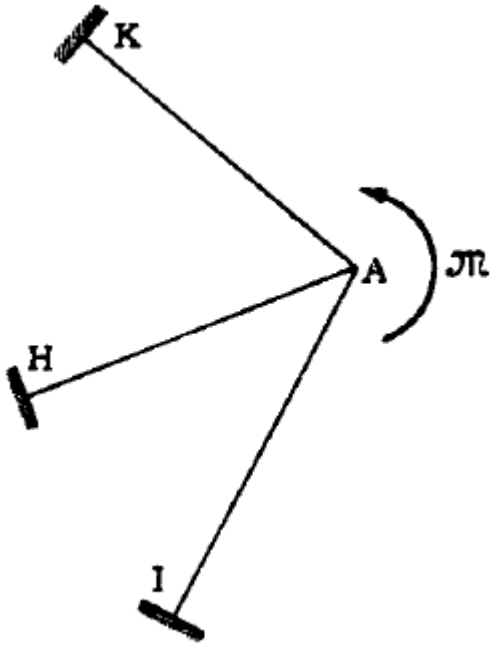


La prova orale

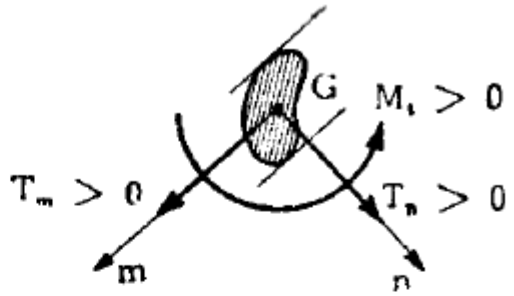


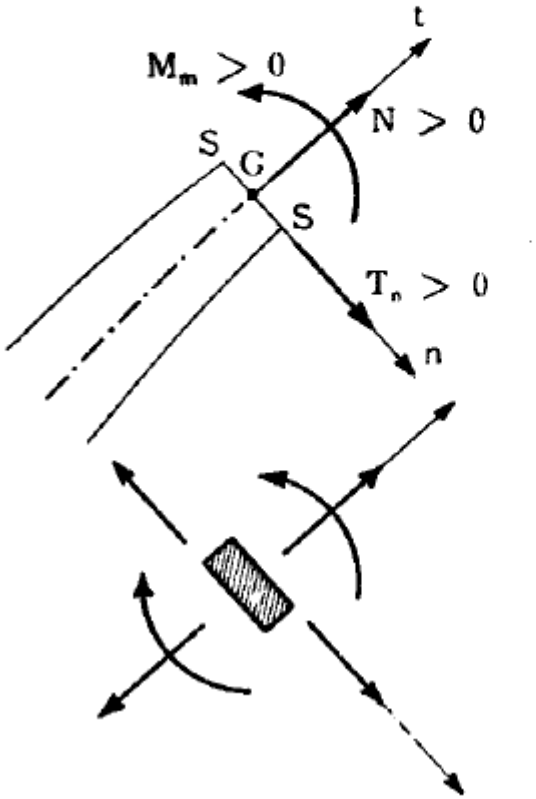






Definizione delle caratteristiche della sollecitazione interna





$R_m = T_m$ Sforzo di taglio secondo m

$R_n = T_n$ Sforzo di taglio secondo n

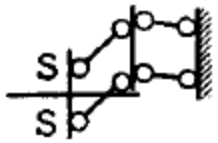
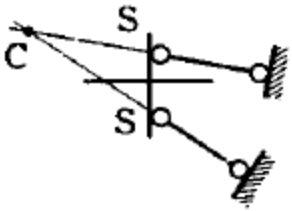
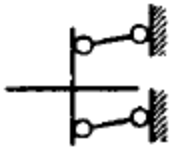
$R_t = N$ Sorzo normale

$\mathfrak{M}_m = M_m$ Momento flettente relativo ad m

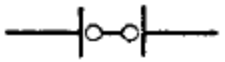
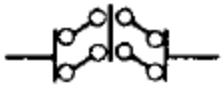
$\mathfrak{M}_n = M_n$ Momento flettente relativo ad n

$\mathfrak{M}_t = M_t$ Momento torcente.

I vincoli esterni

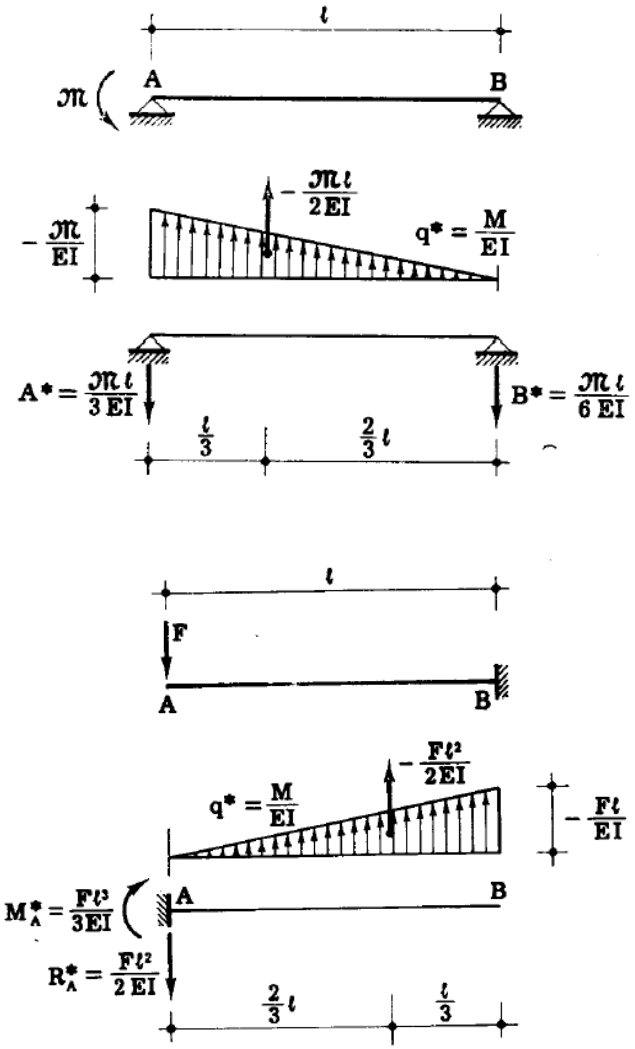
Vincoli semplici	Appoggio scorrevole	Pendolo	 Pendolo Improprio	
Vincoli doppi	Cerniera reale	 Cerniera ideale	 Bipendolo	Incastro scorrevole
Vincoli tripli	Incastro	Tripendolo		

I vincoli interni

Sconnessioni semplici	M = 0	T = 0	N = 0
Sconnessioni doppie	 M = T = 0	M = N = 0	 N = T = 0
Sconnessione tripla	M = T = N = 0		

5. La ricerca della linea elastica: il metodo dei due poligoni funicolari e i corollari di Mohr.

Trave effettiva	$v = 0$ $\quad \varphi \begin{cases} = 0 \\ \neq 0 \end{cases}$	$\Delta v = 0$ $\quad \Delta\varphi \begin{cases} = 0 \\ \neq 0 \end{cases}$	$v = 0$ $\quad \varphi = 0$
Trave ausiliaria	$M^* = 0$ $\quad T^* \begin{cases} = 0 \\ \neq 0 \end{cases}$	$\Delta M^* = 0$ $\quad \Delta T^* \begin{cases} = 0 \\ \neq 0 \end{cases}$	$M^* = 0$ $\quad T^* = 0$
Trave effettiva	$v \begin{cases} = 0 \\ \neq 0 \end{cases}$ $\quad \varphi \begin{cases} = 0 \\ \neq 0 \end{cases}$	$v \begin{cases} = 0 \\ \neq 0 \end{cases}$ $\quad \varphi = 0$	$\Delta v \begin{cases} = 0 \\ \neq 0 \end{cases}$ $\quad \Delta\varphi = 0$
Trave ausiliaria	$M^* \begin{cases} = 0 \\ \neq 0 \end{cases}$ $\quad T^* \begin{cases} = 0 \\ \neq 0 \end{cases}$	$M^* \begin{cases} = 0 \\ \neq 0 \end{cases}$ $\quad T^* = 0$	$\Delta M^* \begin{cases} = 0 \\ \neq 0 \end{cases}$ $\quad \Delta T^* = 0$



7. Travi Gerber.

Le travi rettilinee isostatiche con più di due appoggi o di un incastro prendono nome di travi *Gerber*; ai vincoli semplici in più rispetto a quelli strettamente necessari (considerando l'incastro equivalente a due vincoli semplici) devono corrispondere altrettanti snodi semplici interni; in più, perchè la struttura non risulti in parte labile e in parte iperstatica, è ne-

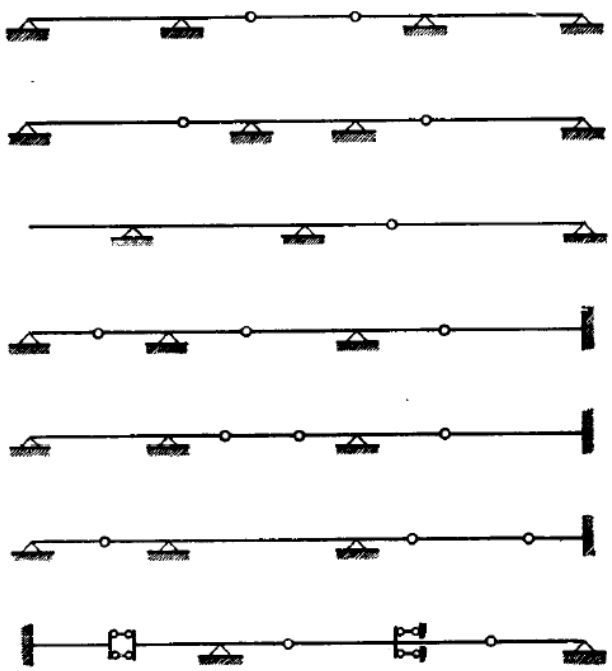
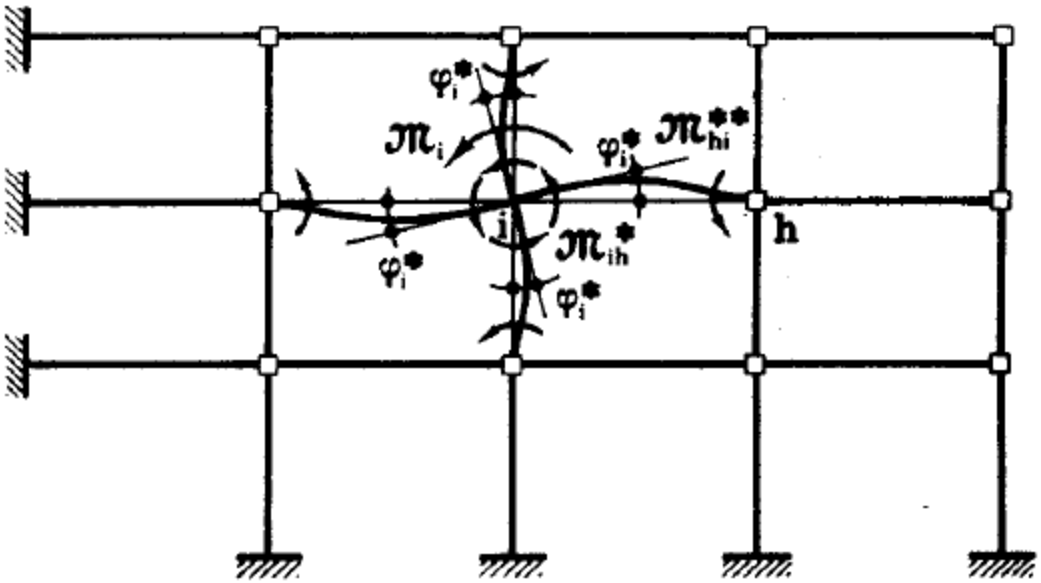


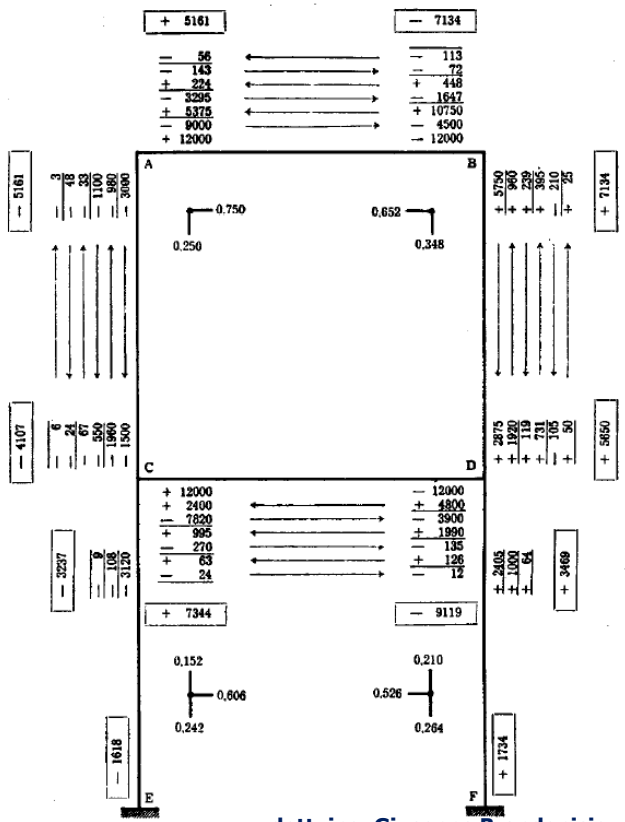
FIG. 7-51

cessario che non vi siano più di due snodi tra due vincoli esterni, nè più di due vincoli esterni tra due snodi. La trave Gerber classica è quella ove i vincoli esterni sono degli appoggi, e gli snodi sono delle cerniere. Esempi di travi Gerber si riportano nella fig. 7-51.

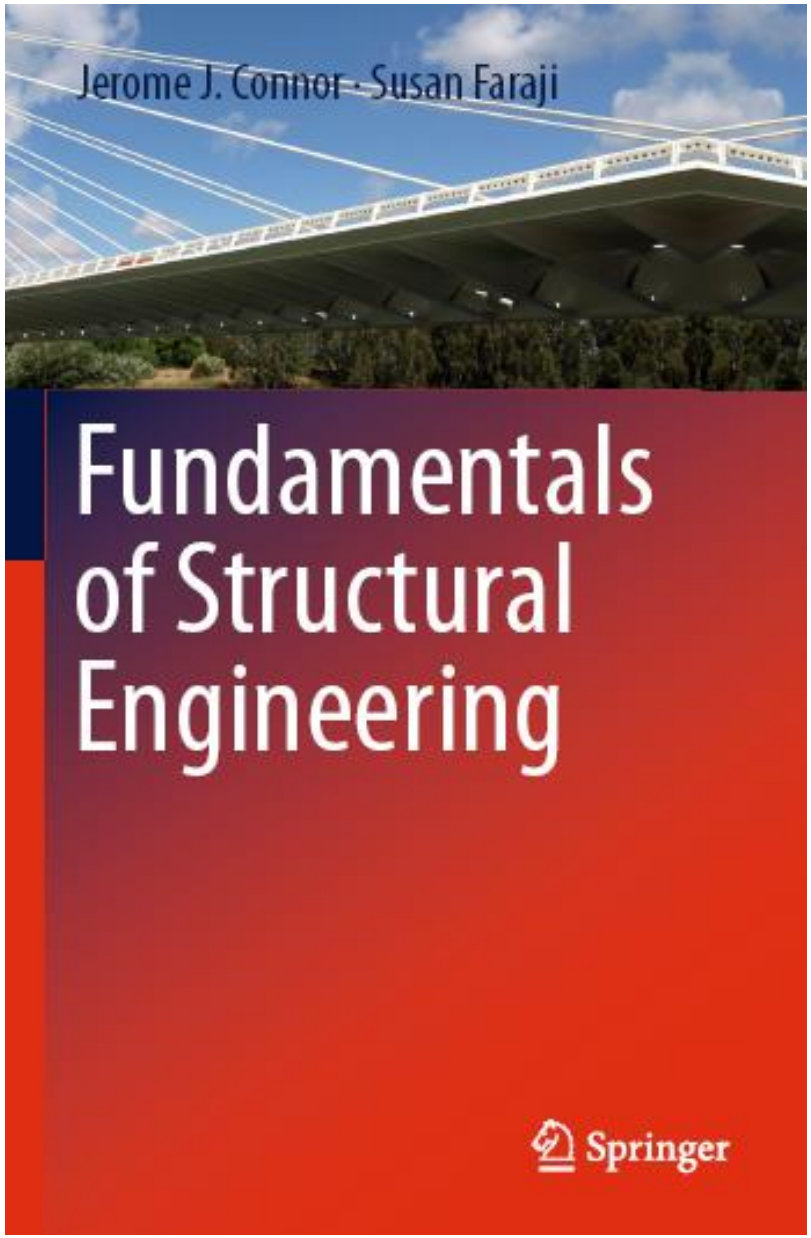
7. Il procedimento di Cross.

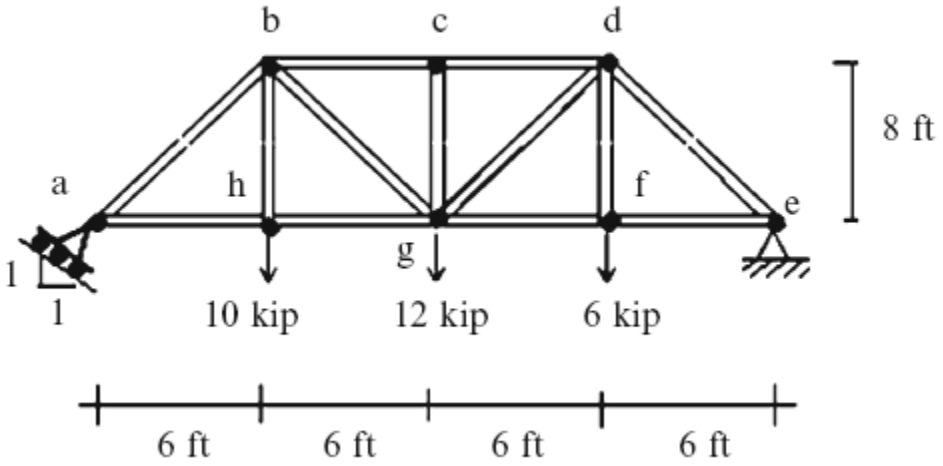
Il metodo di *Hardy Cross* (1930) può intendersi anch'esso come un procedimento di risoluzione per successive approssimazioni delle equazioni di equilibrio di Gehler; esso però, a differenza del procedimento di Kani, si giustifica attraverso uno schema di immediata intuizione. Il metodo di Cross è un caso particolare del più generale « *metodo del rilassamento* » del *Southwell;* in esso ogni operazione numerica ha un chiaro significato fisico.

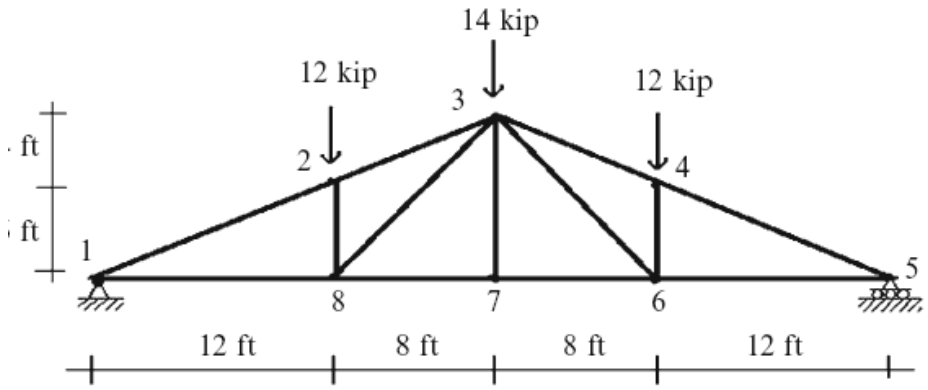


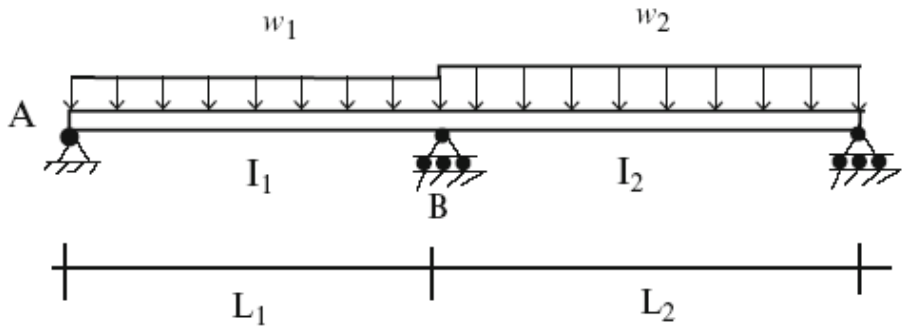


La prova orale



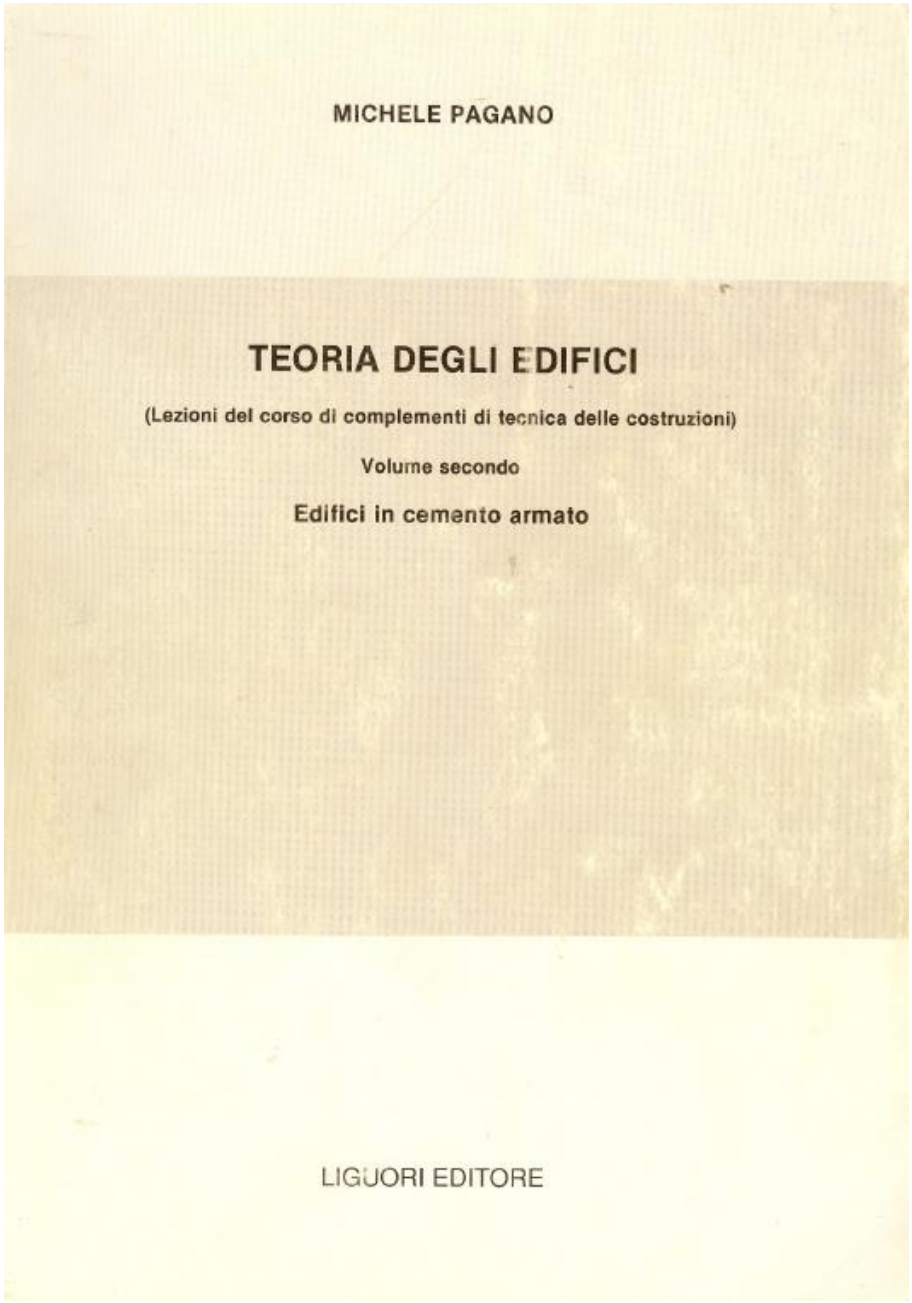


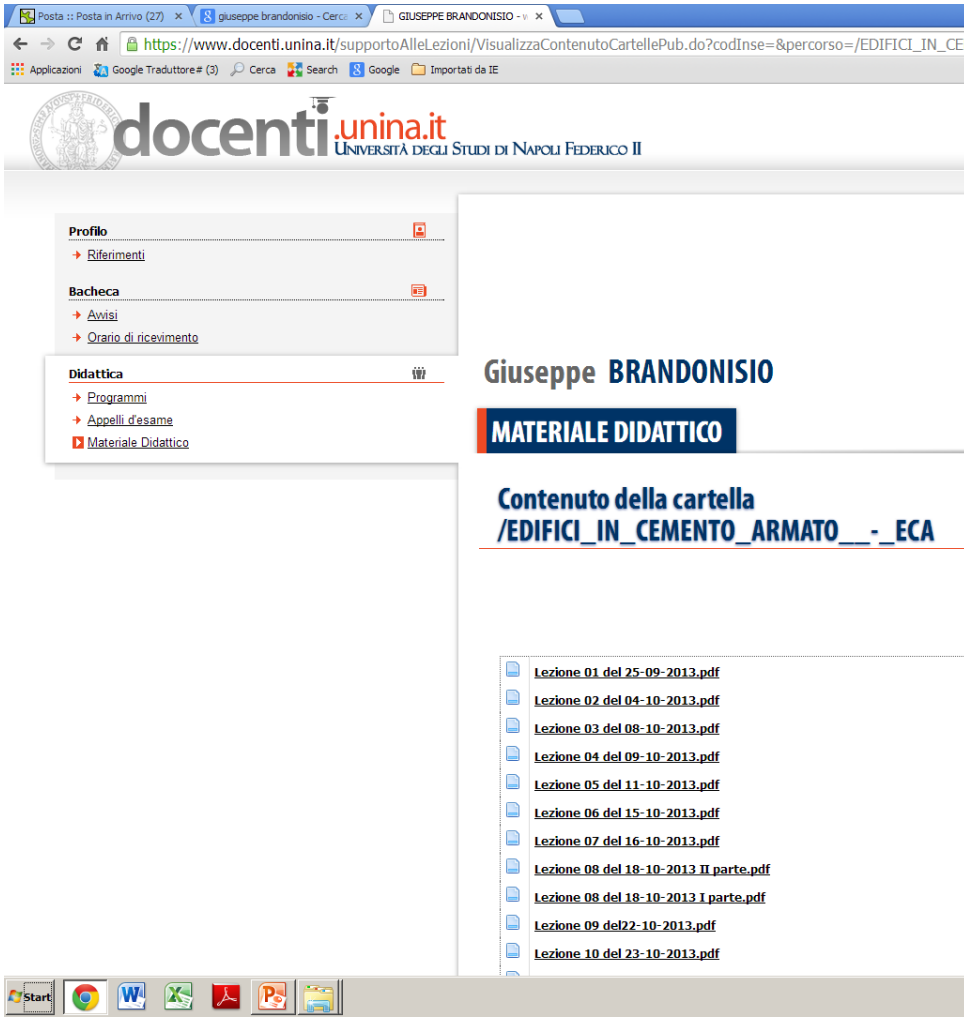




Progetto e Verifica elementi in c.a.

La prova orale





Aggiornamento per verifiche allo SLU su:
https://www.docenti.unina.it/giuseppe.brandonisio →materiale didattico → EDIFICI_IN_CEMENTO_ARMATO__-_ECA
(Appunti studenti corso a.a. 2013-2014)

La prova orale

2.6) **Elementi costruttivi di un edificio.**

Con tali considerazioni pregiudiziali affrontiamo nel seguito l'esame di un edificio tradizionale in cemento armato. Tale esame sara' svolto suddividendolo in parti *(componenti)*, finche' cio' sia possibile compatibilmente con i criteri prestabiliti ed indicando per ognuna di esse i limiti delle "fasce" da considerare. In ogni fase occorrera' controllare che il comportamento effettivo dell'elemento nell'intero edificio sia sempre contenuto nei limiti fissati dai procedimenti proposti sia con riguardo alla variabilita' di tutti i parametri fisico-meccanici che alle fasi di realizzazione e di esercizio dell'opera.

Considerando quindi l'edificio convenzionalmente scisso nei seguenti "elementi costruttivi":

1) **solai**
2) **travi**
3) **pilastri**
4) **scale**
5) **fondazioni**

svolgeremo l'analisi di ciascun elemento precisandone la morfologia, la tecnologia, le condizioni di carico (*) e, sulla base di tali precisazioni, cioe' dei "fatti", il procedimento (**)che la scienza suggerisce per abbracciare in una "fascia" tutta la gamma dei fattori che condizionano la "sicurezza dell'opera". (***)

Vedremo che non sempre e' possibile una suddivisione cosi' spinta e che, al variare dei "fatti", occorre una diversa "teoria"; ad esempio considerando fisso l'aspetto morfologico e tecnologico, al variare delle condizioni di carico (carichi prevalentemente verticali o prevalentemente orizzontali) sara' necessario suggerire diverse schematizzazioni e procedimenti. Lo stesso avviene se si fa variare solo un altro dei parametri: ad esempio il materiale, ed in questo spirito abbiamo introdotto all'inizio una classificazione ed abbiamo stabilito di riferirci solo a strutture in cemento armato; ad esempio, per una struttura in acciaio la teoria sarebbe del tutto diversa. Le schematizzazioni e le fasce che essi definiscono sono quindi variabili in modo molto ampio ed il loro complesso costituisce quella che noi chiamiamo la "teoria degli edifici".

Nei paragrafi che seguono noi considereremo normali edifici in cemento armato destinati ad uso di civili abitazioni, eventualmente con negozi ed uffici. Dapprima considereremo il caso che essi siano sottoposti prevalentemente a carichi verticali applicati staticamente; in un successivo volume il caso di prevalenti azioni orizzontali (azione del vento, scosse sismiche).

La prova orale

Solai

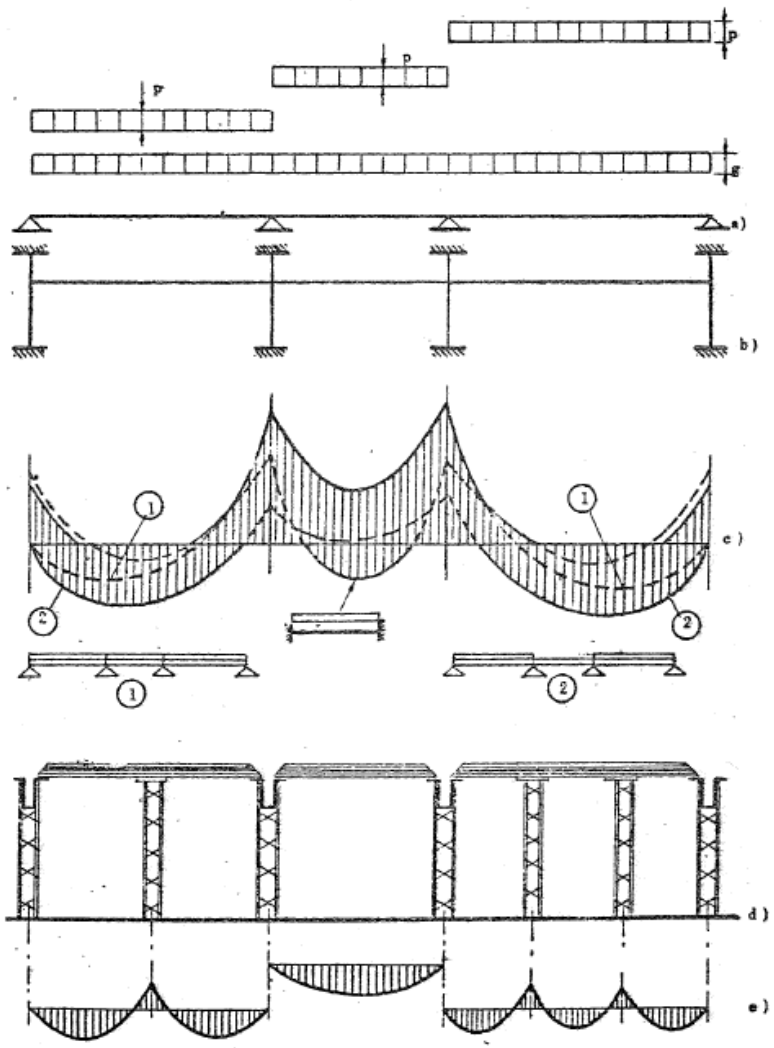
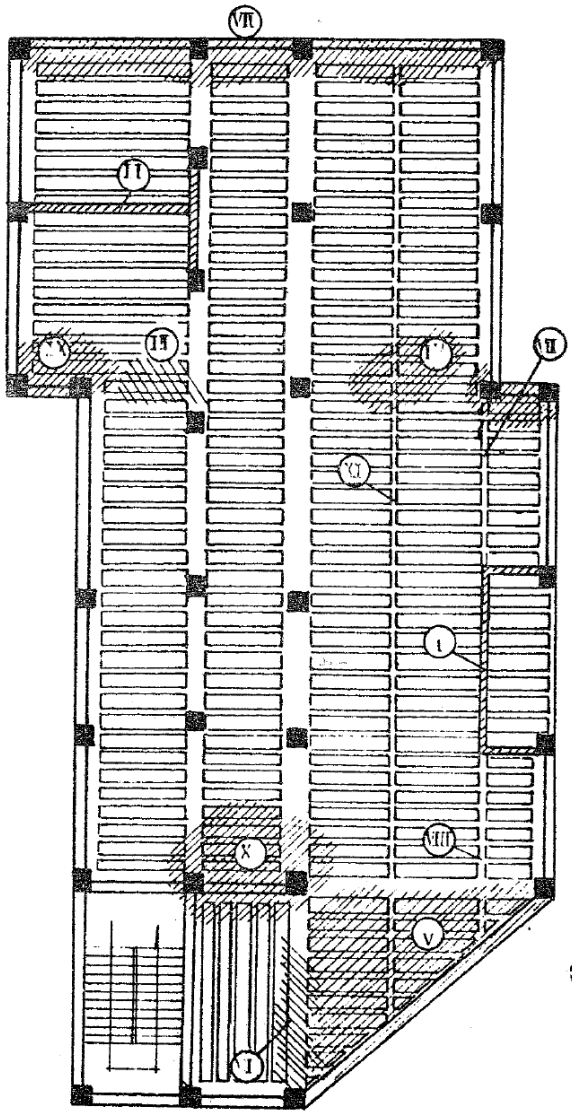


Fig. 3-1.-La figura intende solo indicare qualitativamente l'*iter* per ottenere la fascia flessionale di un solaio; alcune condizioni di carico sono trascurate per semplicita' di disegno.
a) Primo schema limite b) Secondo schema limite c) Fascia flessionale
d) flessioni per fasi costruttive intermedie .



(I) Muro di perimetro costituente carico concentrato solo su una zona del solaio(provvedimento armatura e travetti di ripartizione se l>5m)

(II) Muro divisorio parallelo all orditura del solaio (provvedimento solo armatura di ripartizione se la luce e minore di 5 m)

(III) (IV) Luci bruscamente variabili in pianta (idem c.s cfr,fig.3 3b)

V Luci variabili rapidamente con continuita (idem c.s.)

(VI) (VII) (VIII) (IX) Adiacenza del solaio a travi molto piu rigide.(cfr fig.3-3 b)

(X) Sul confine tra i due schemi di solaio tra loro ortogonali lo schema di una sola campata presenta una rotazione che puo determinare una frattura (fig.3-3b) (provvedimento le armature di ripartizione e portanti ortogonali al confine si accavallano per unire la linea di possibile frattura.)

XI L'accidentalita' del sovraccarico utile implica la possibilita' di distribuzioni disuniformi e richiede per luci maggiori di 5 m travetti di ripartizione oltre l'armatura della soletta prevista anche per l<5 m .

La prova orale

Fori nel solaio

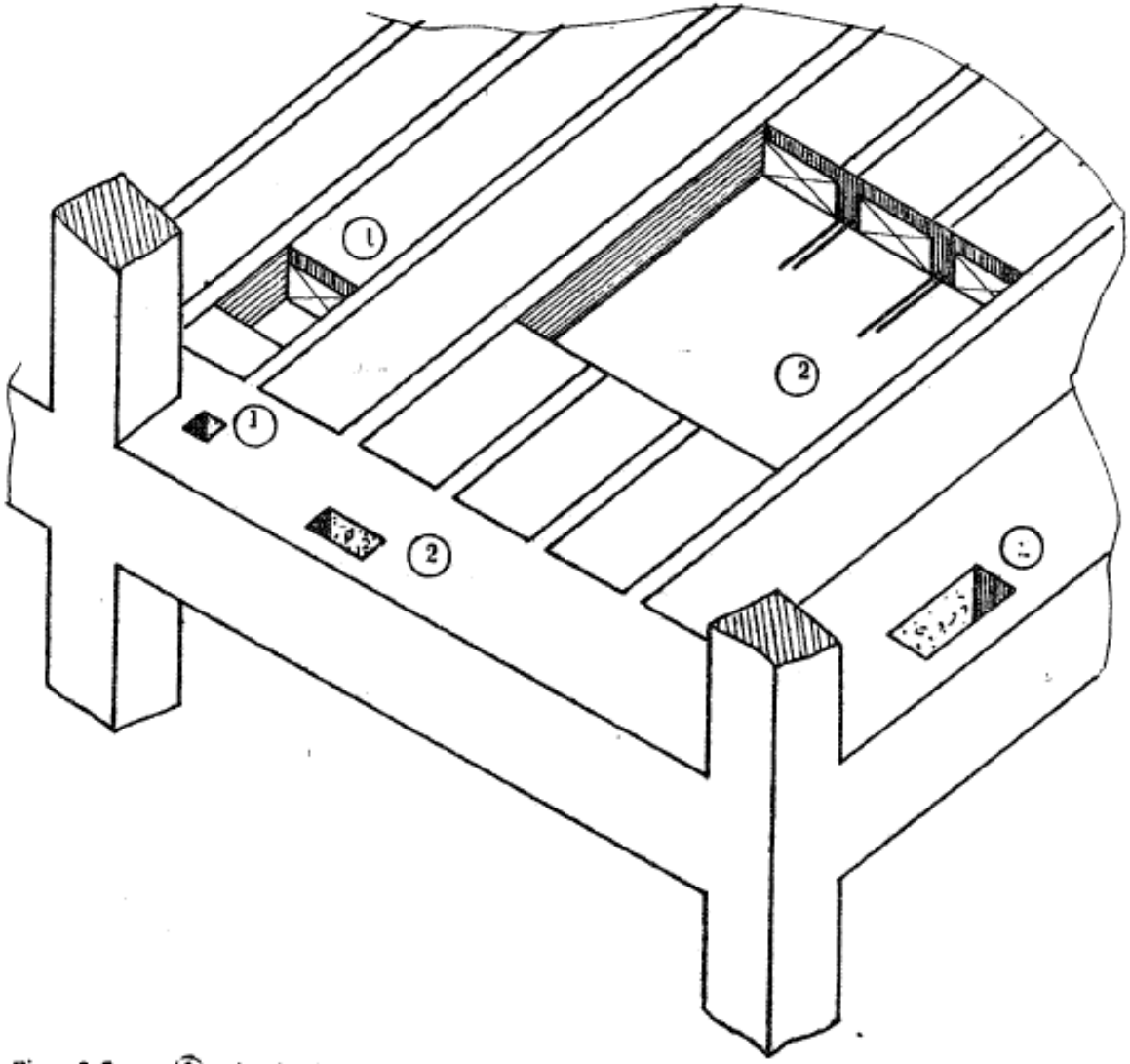


Fig. 3-7.- (1) Fori che non richiedono revisione delle strutture portanti
(2) Fori che richiedono raffreddamenti delle strutture (solai e travi) interessate.

La prova orale

Fori nel solaio

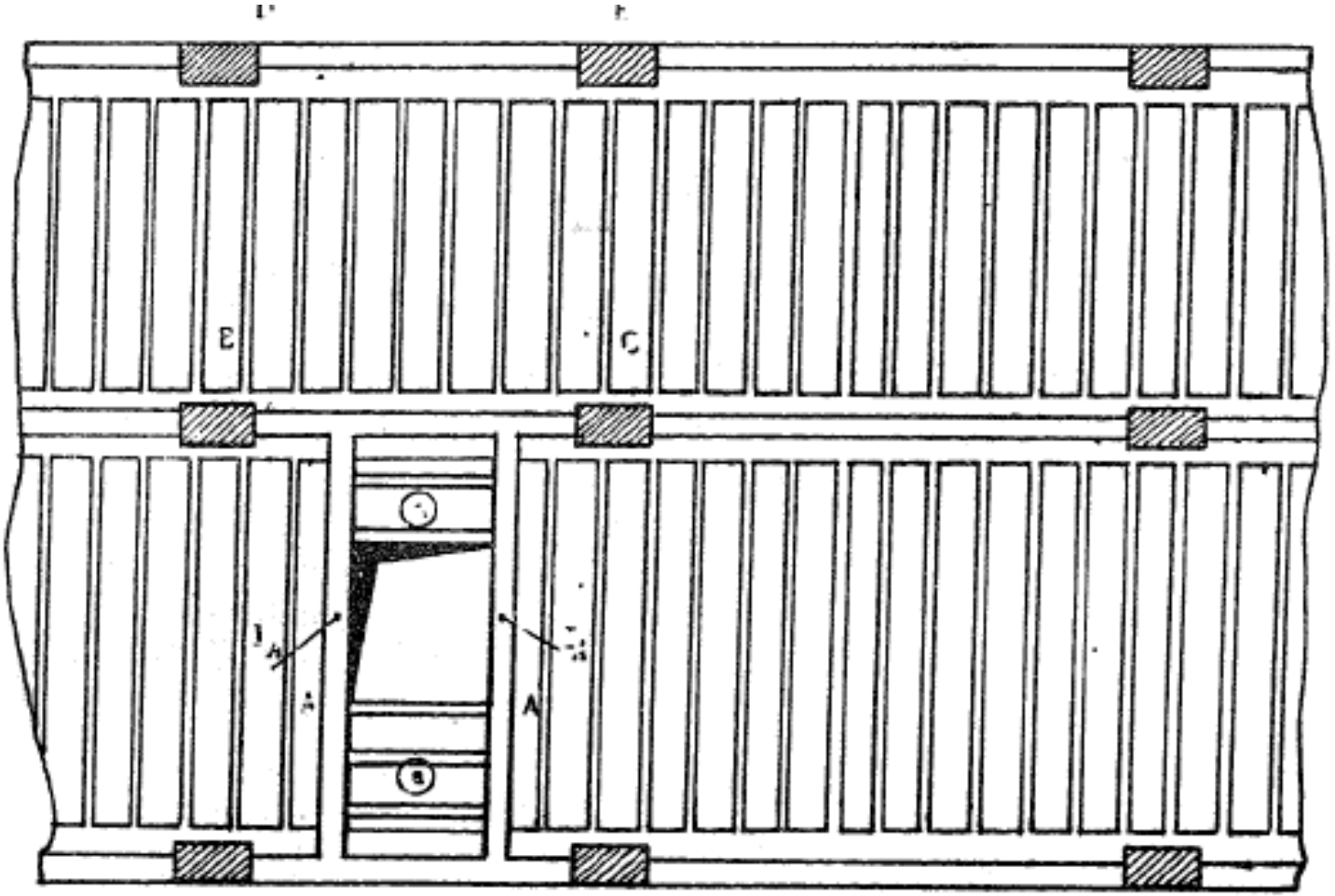


Fig. 3-8.- Per il foro dovuto al passaggio dell'ascensore si sono disposte le travi A che portano le zone (a) di solaio.

La prova orale

Fori nel solaio

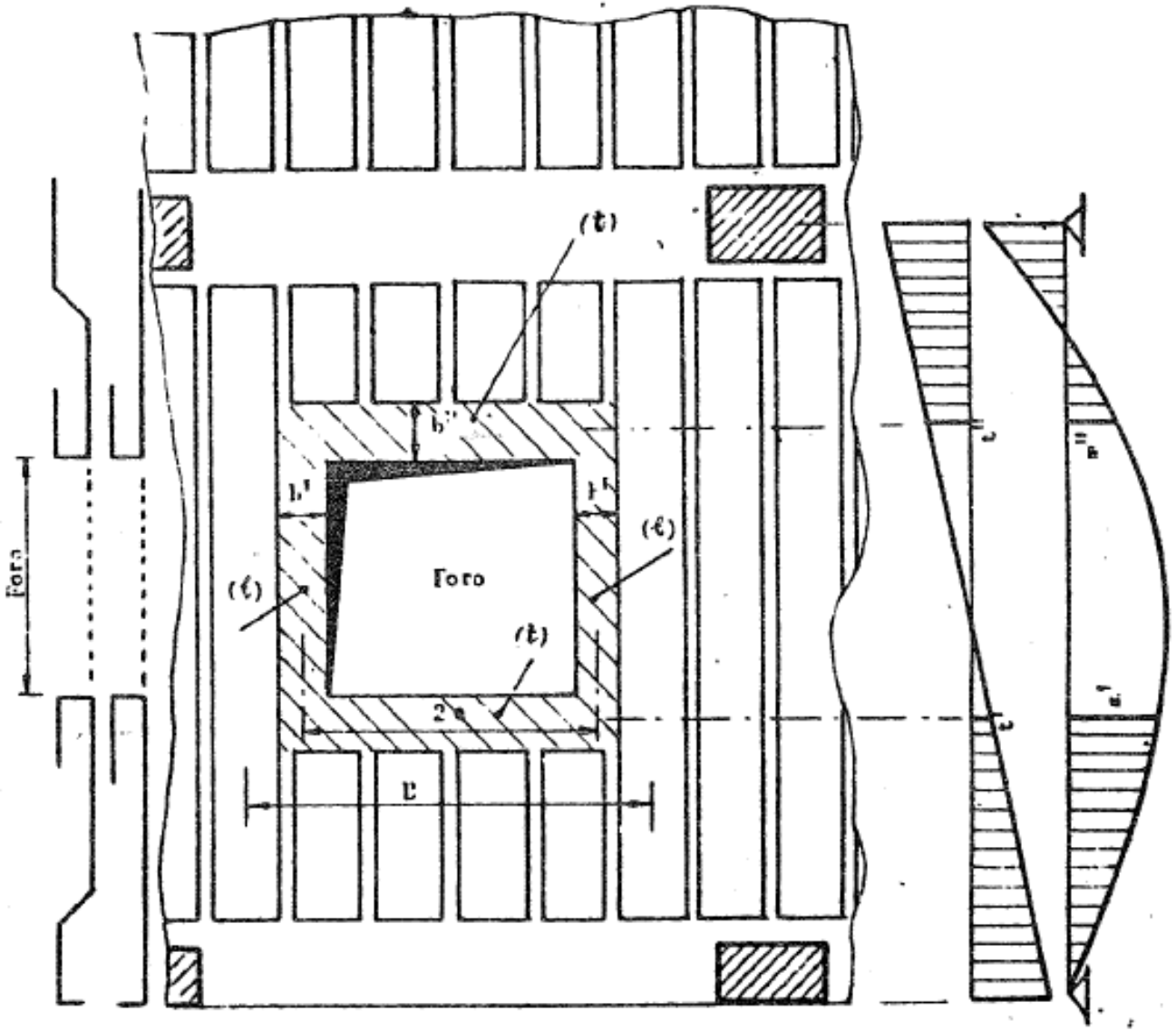
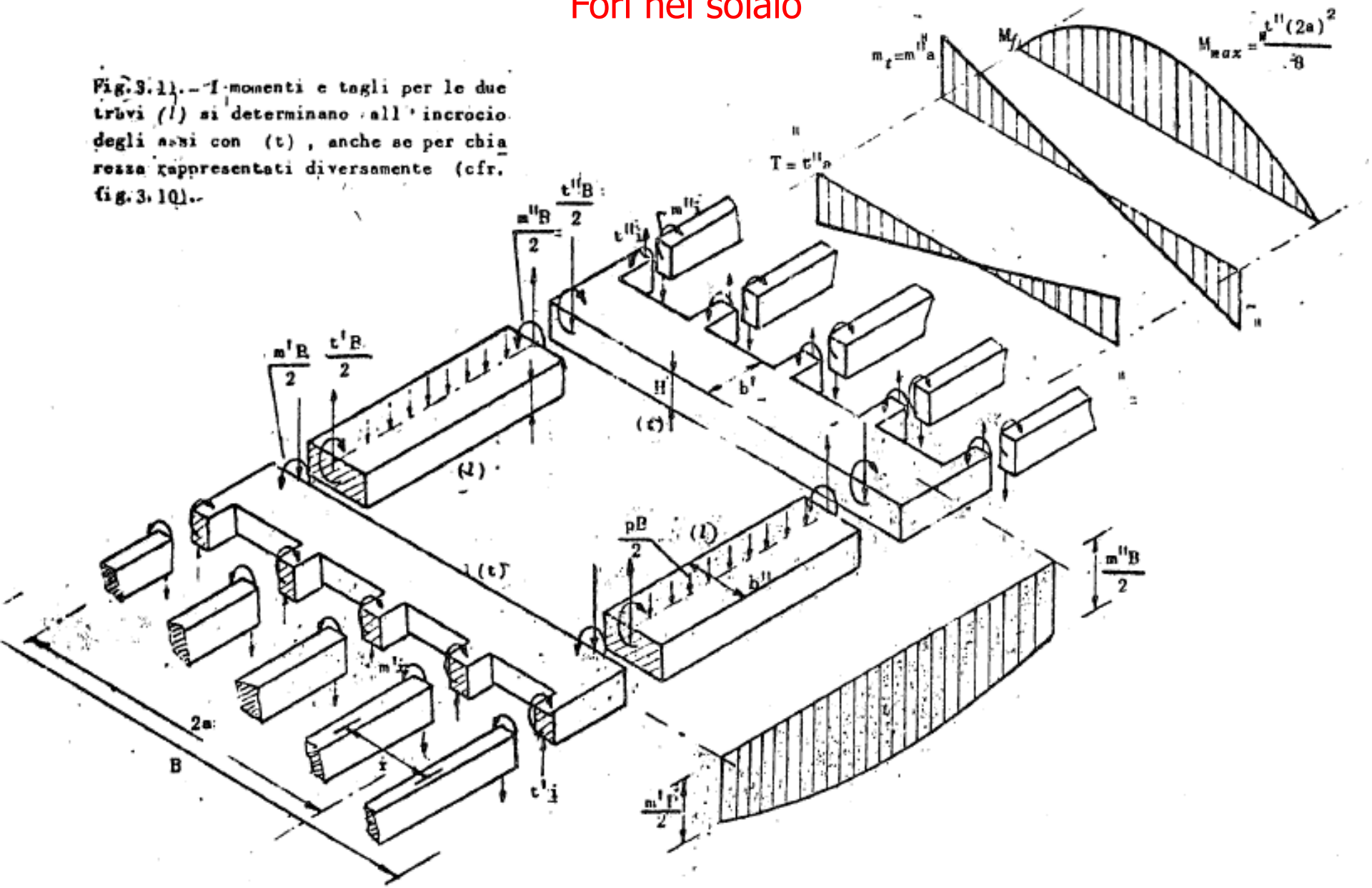


Fig. 3.10. – Per la striscia comprendente il foro si considerano validi i diagrammi di momento e taglio già determinati in assenza di foro.

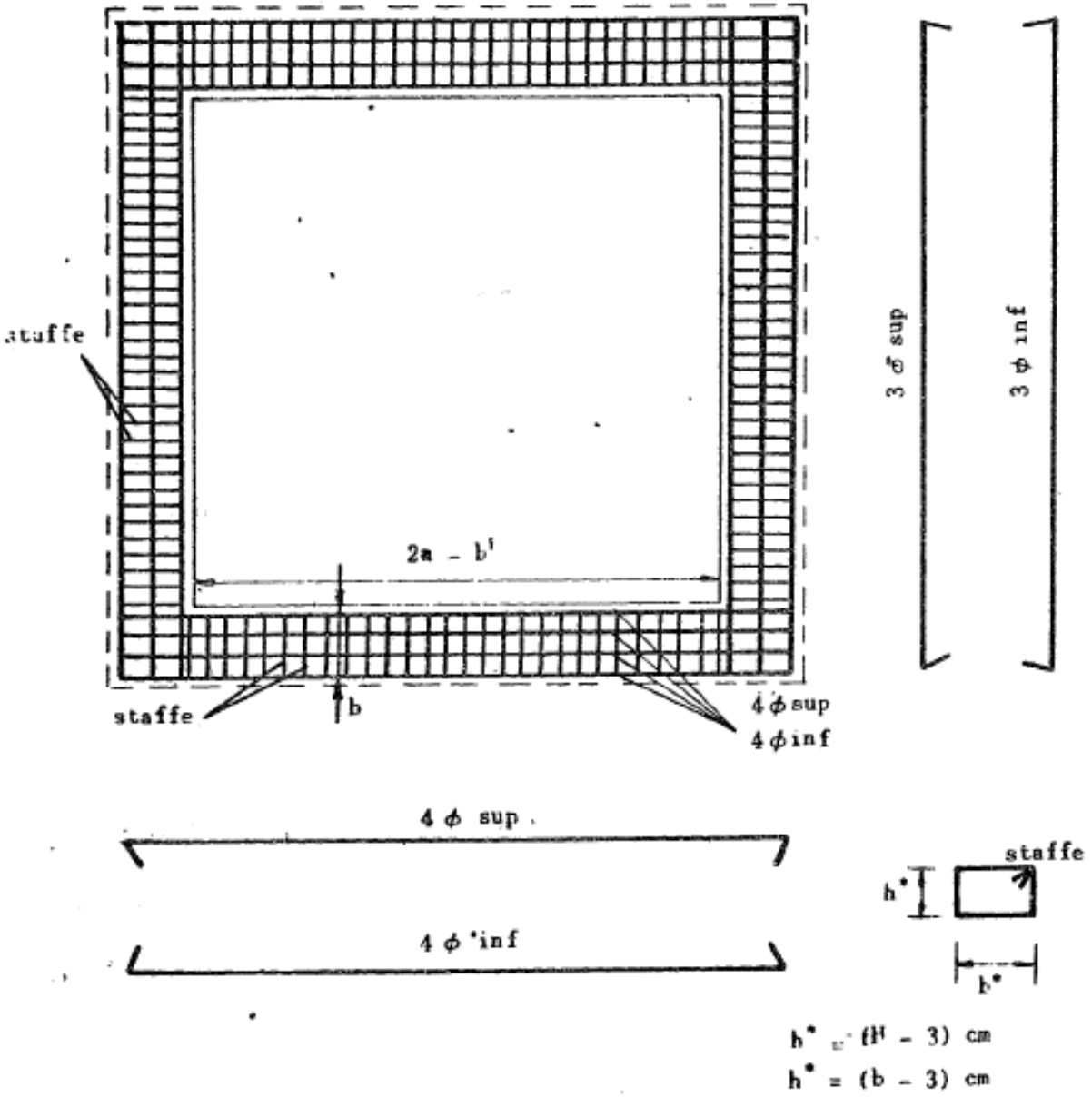
La prova orale

Fori nel solaio



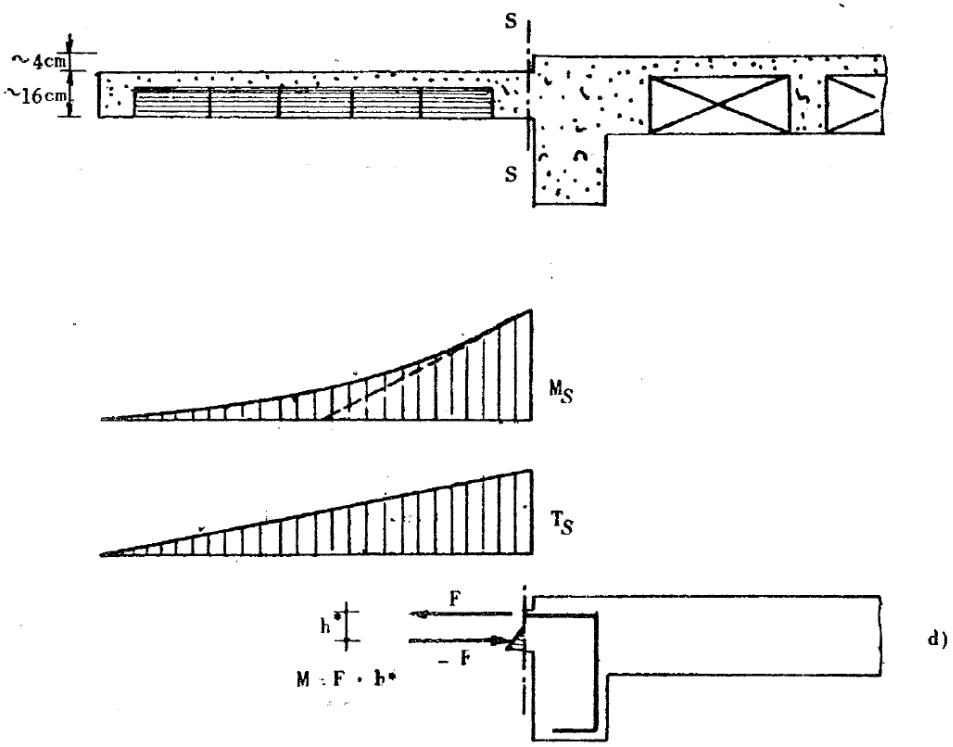
La prova orale

Fori nel solaio



La prova orale

Sbalzi laterali – Soluzione 1



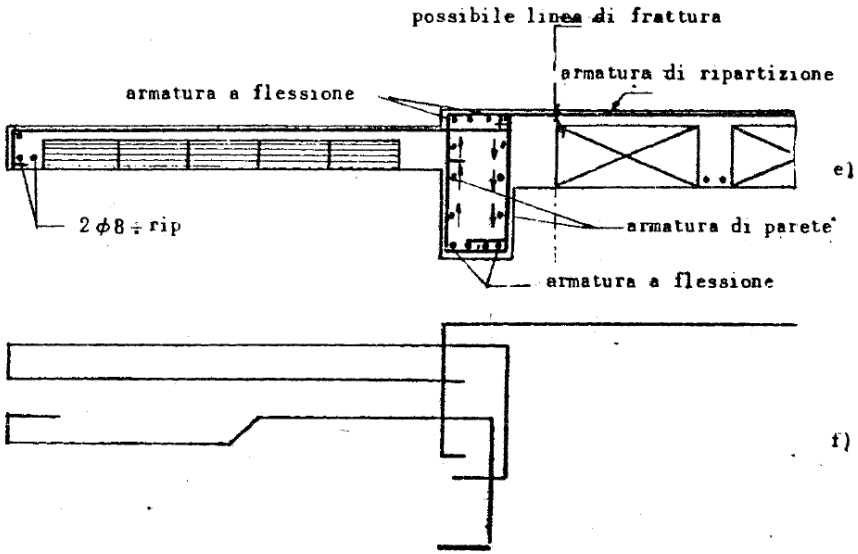
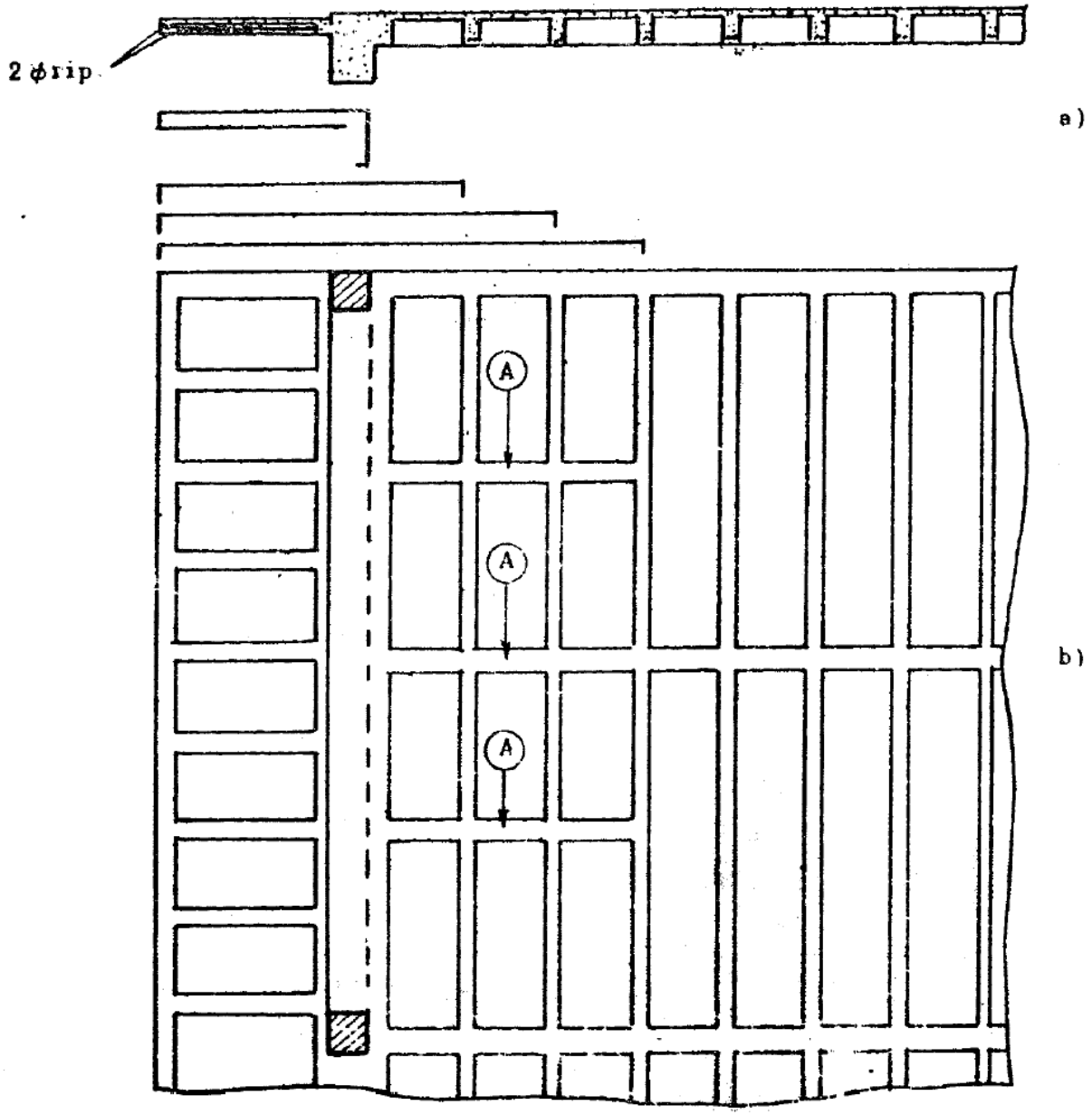
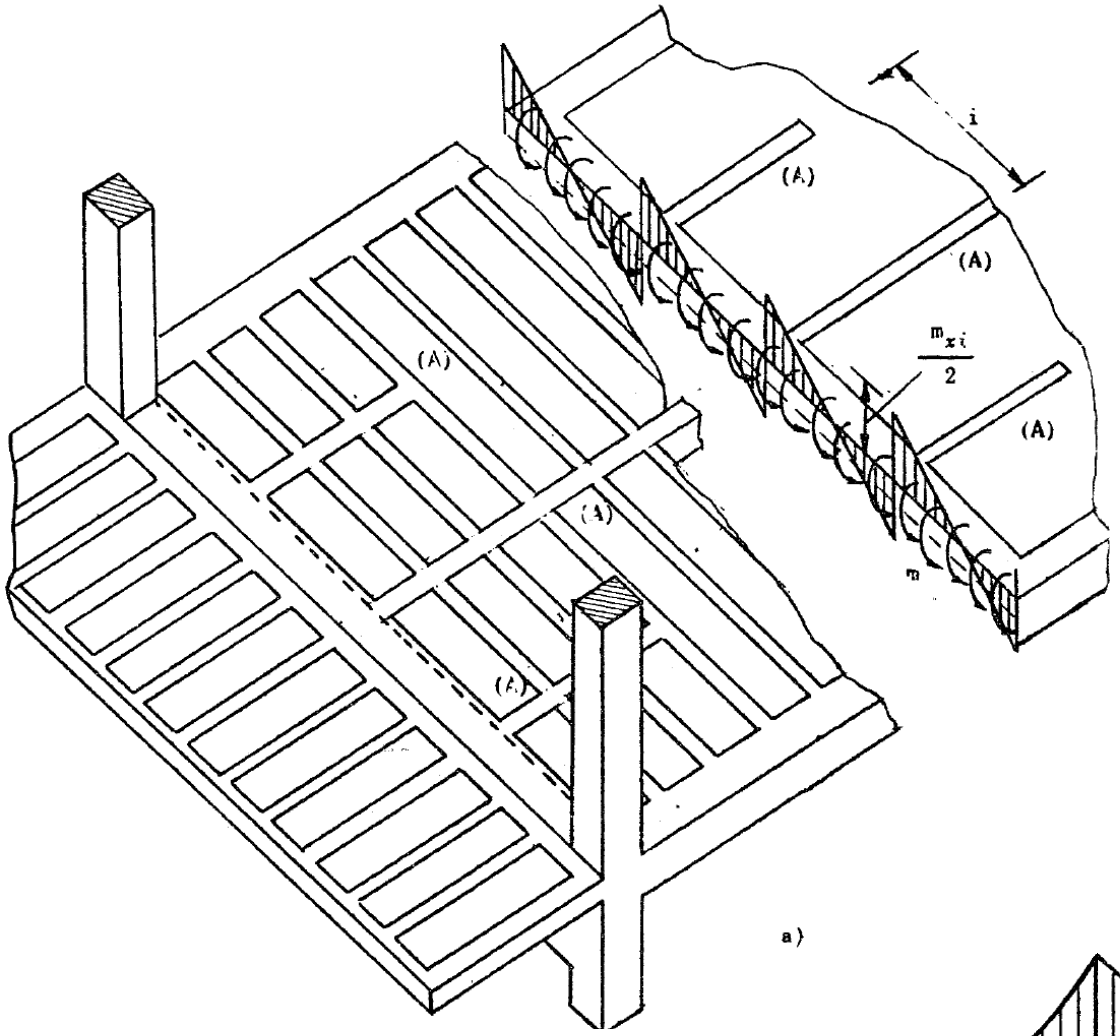


Fig 3 21

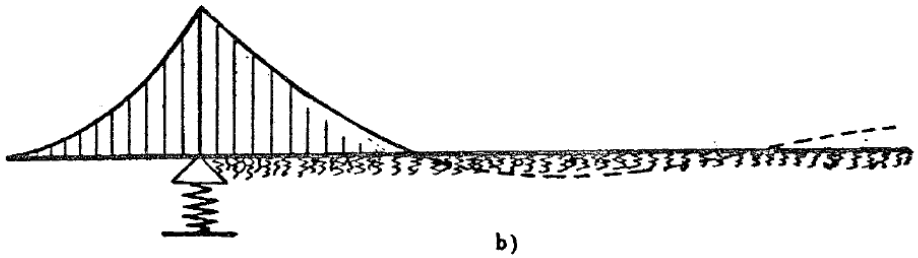
Sbalzi laterali – Soluzione 2



Sbalzi laterali – Soluzione 2

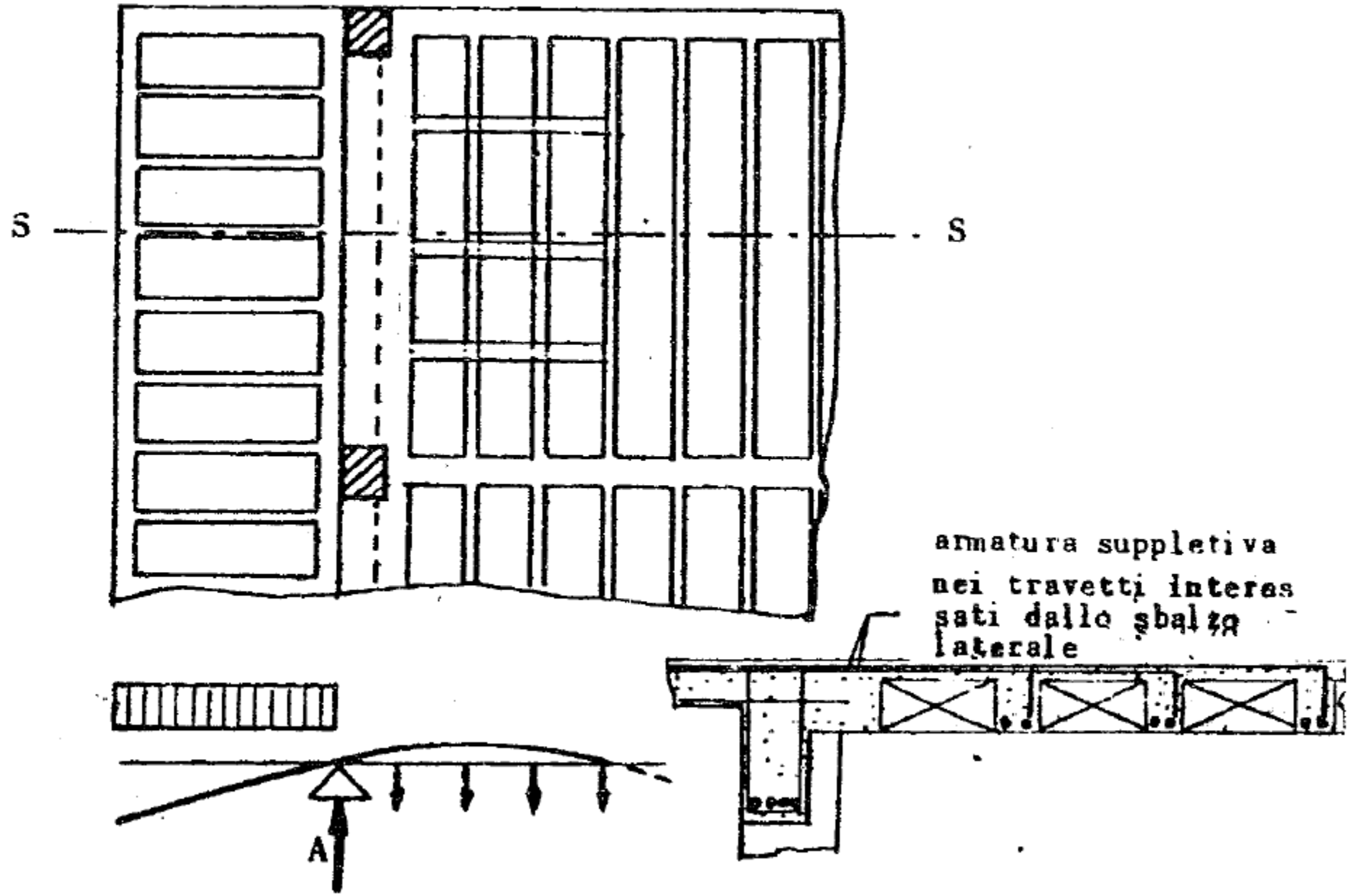


a)



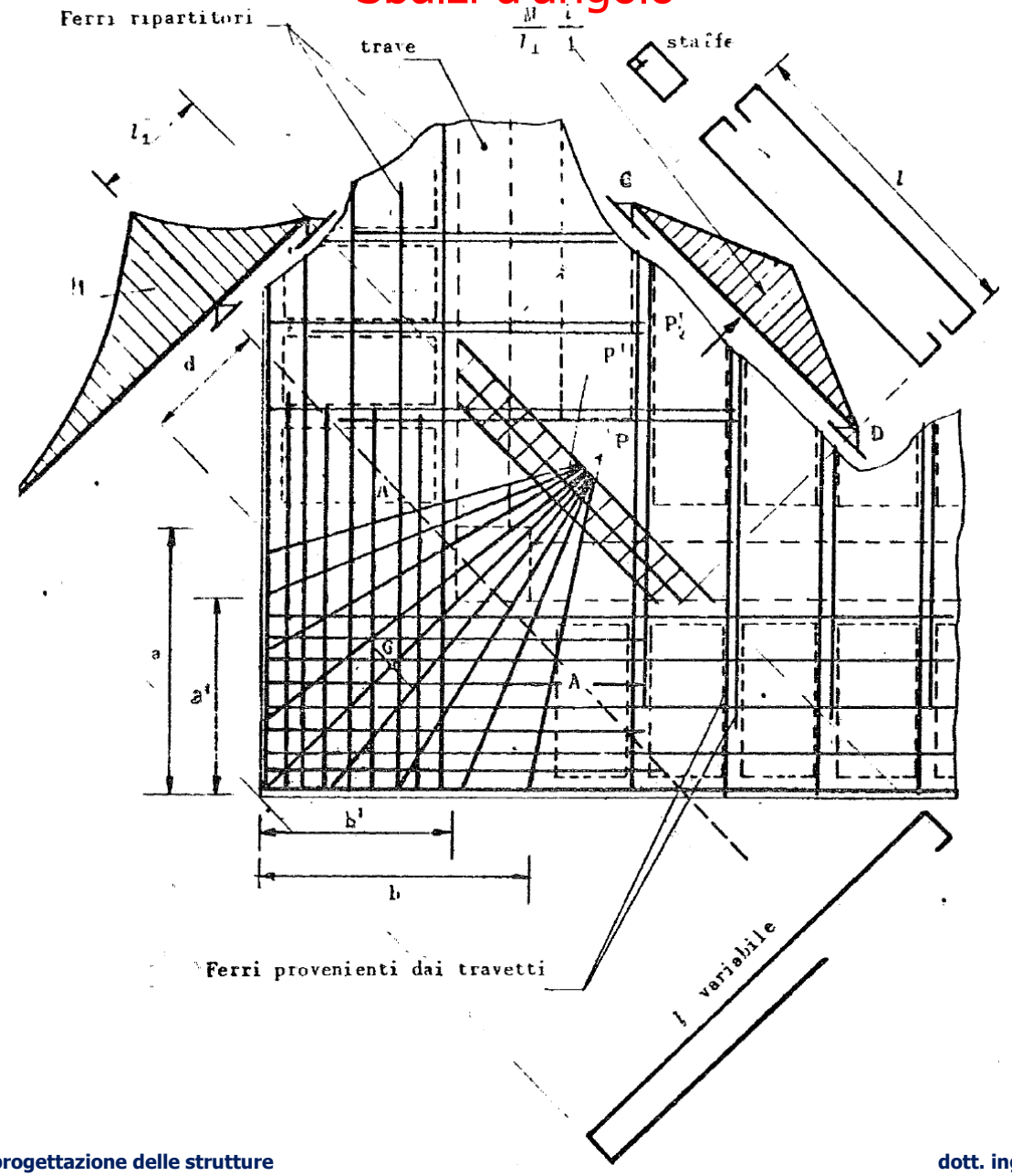
b)

Sbalzi laterali – Soluzione 2



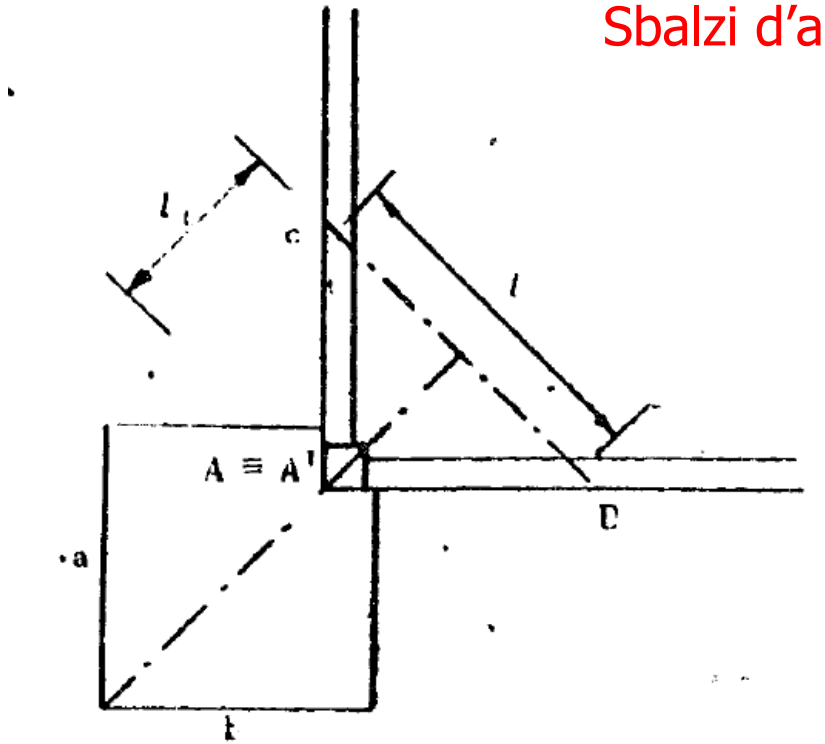
La prova orale

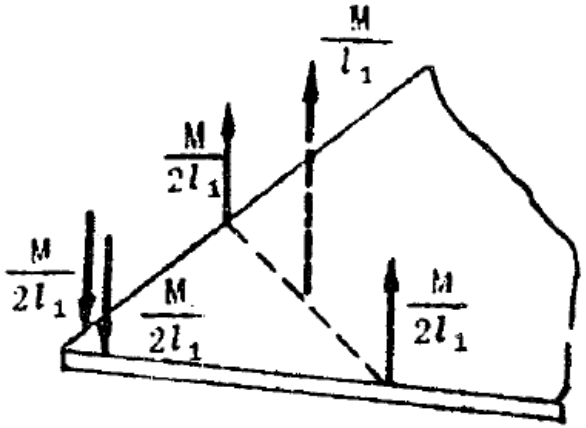
Sbalzi d'angolo

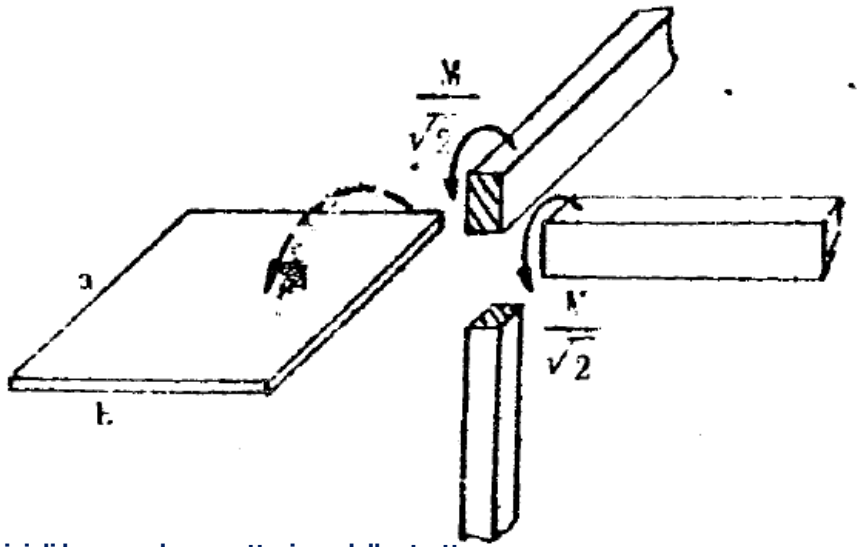


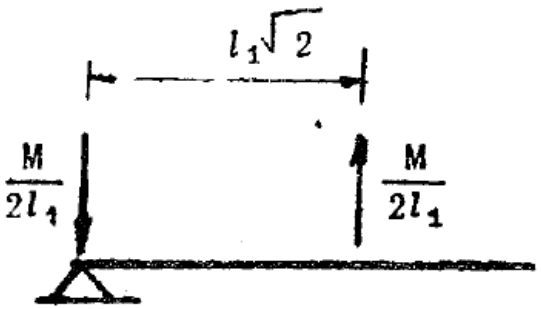
La prova orale

Sbalzi d'angolo

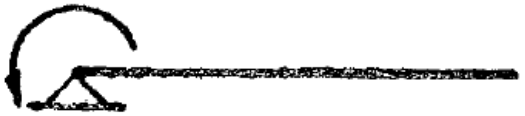








$$\frac{M}{\sqrt{2}} \cong \frac{M}{2l_1}\, l_1\sqrt{2}$$



La prova orale

Travi in c.a.

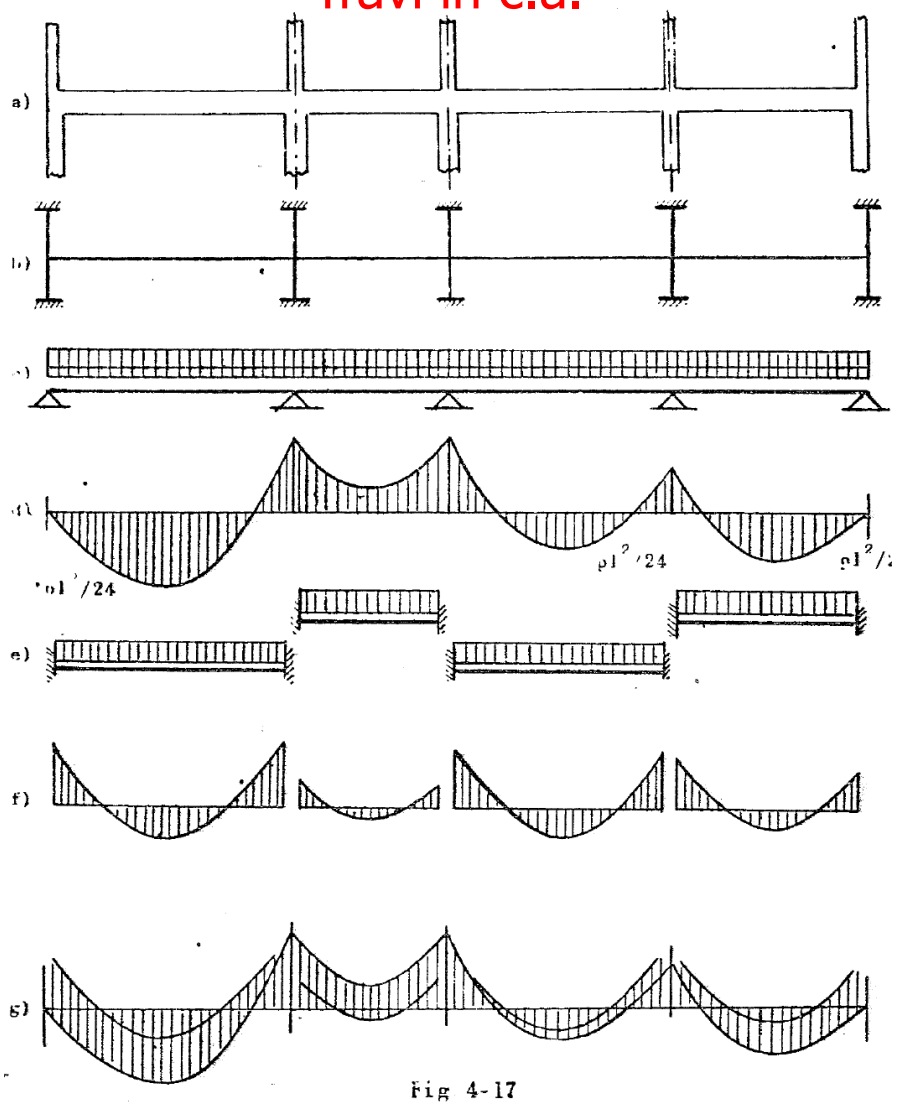
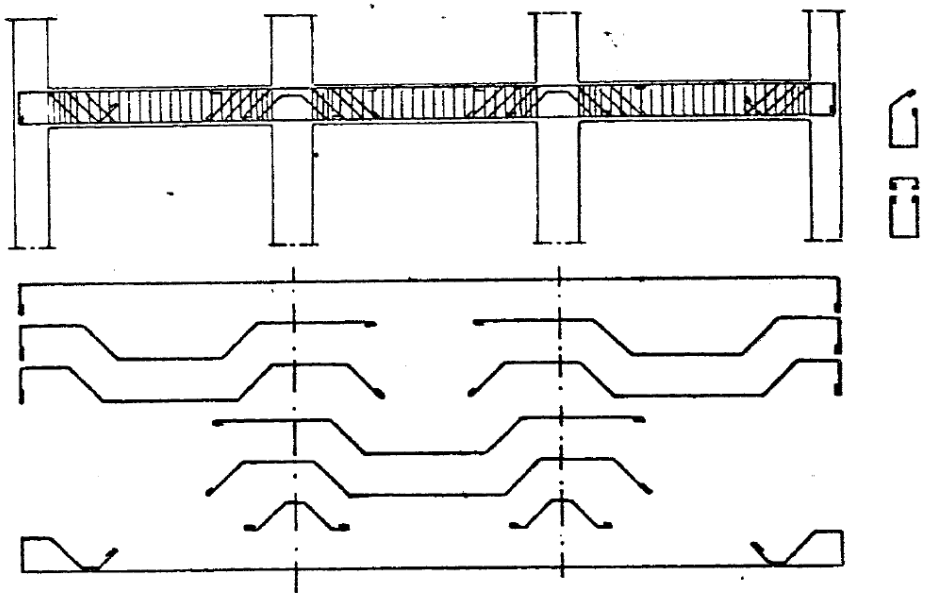


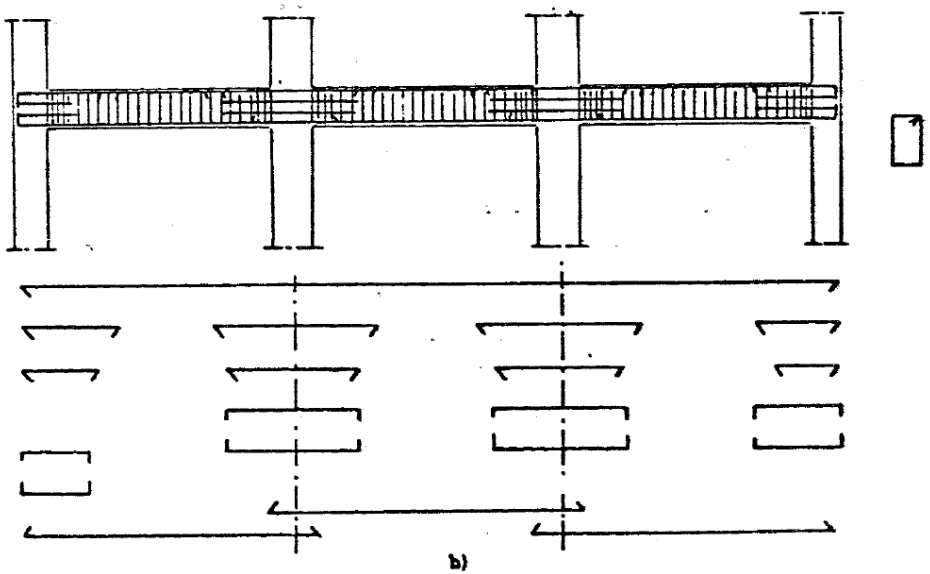
Fig 4-17

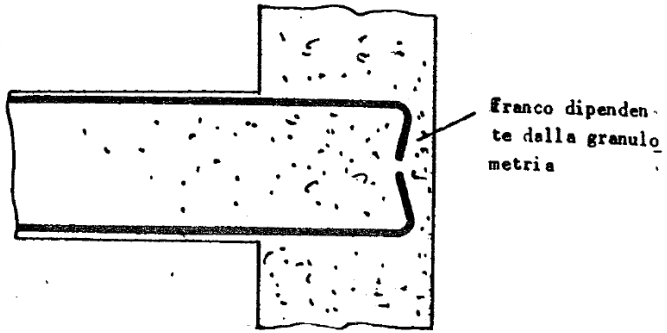
a) struttura
b) schema di telaio
c) 1° schema limite
d) momenti relativi al 1° schema limite
e) 2° schema limite
f) momenti relativi al 2° schema lim
g) fascia

La prova orale

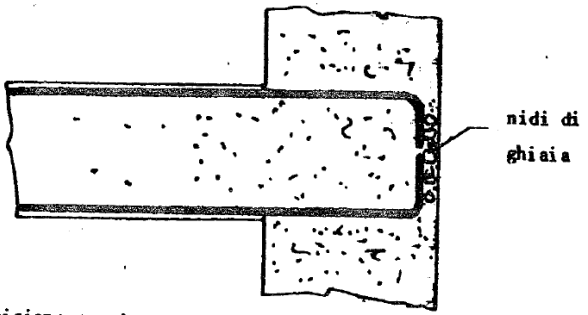
Travi in c.a.







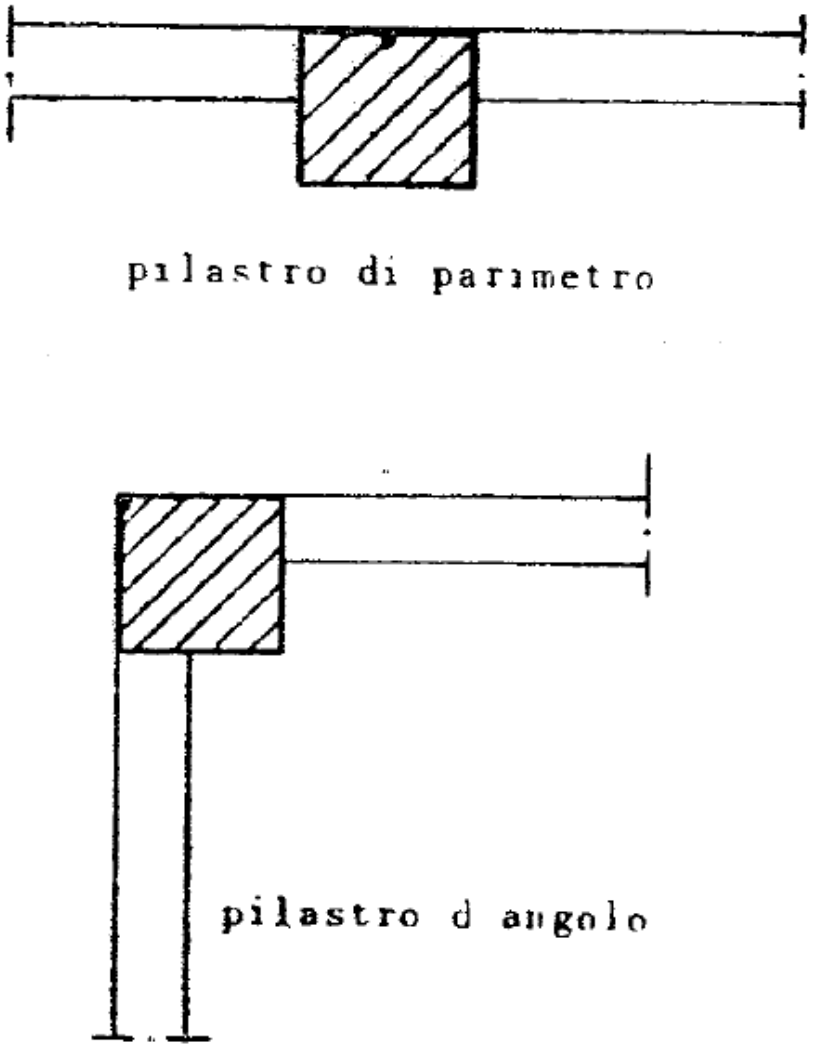
a) disposizione corretta dei ganci



b) disposizione errata

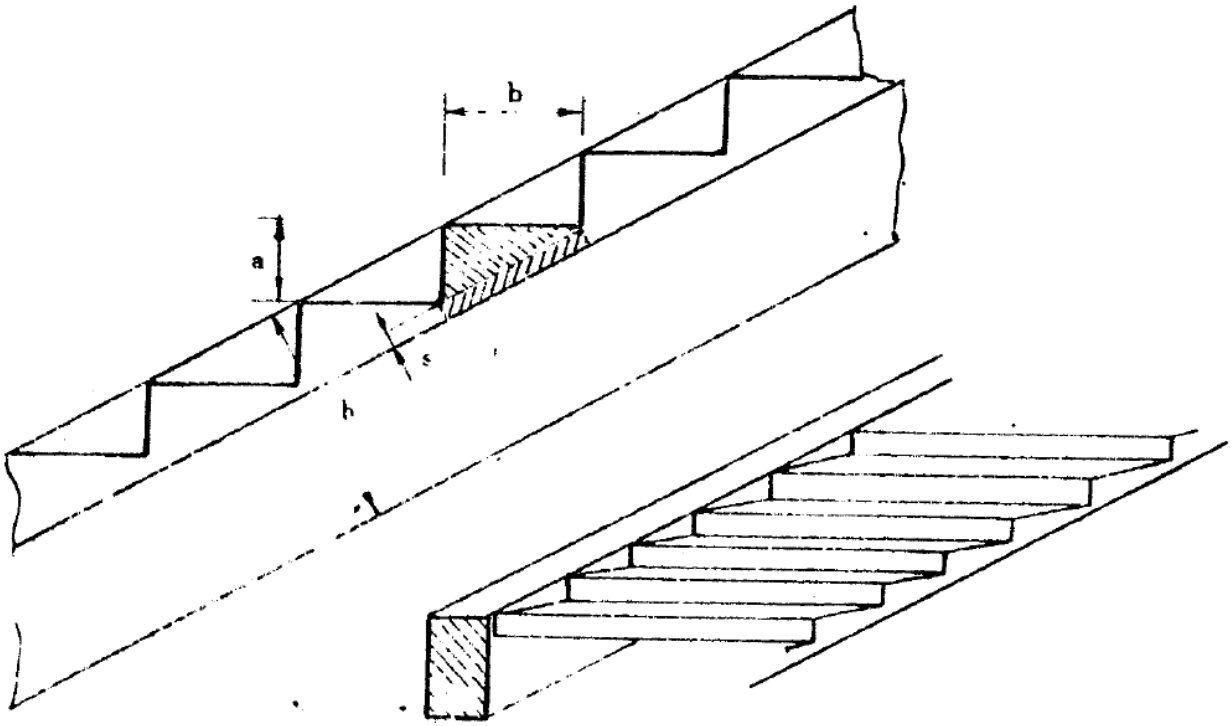
La prova orale

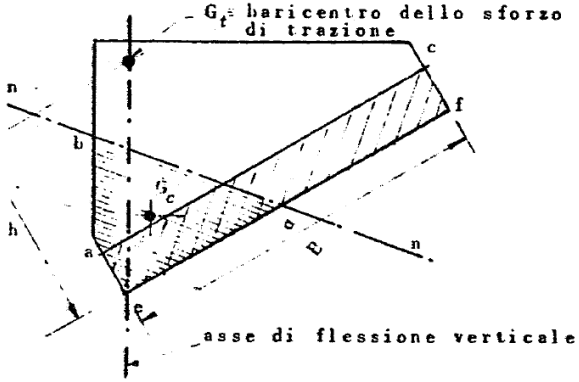
Pilastri in c.a.

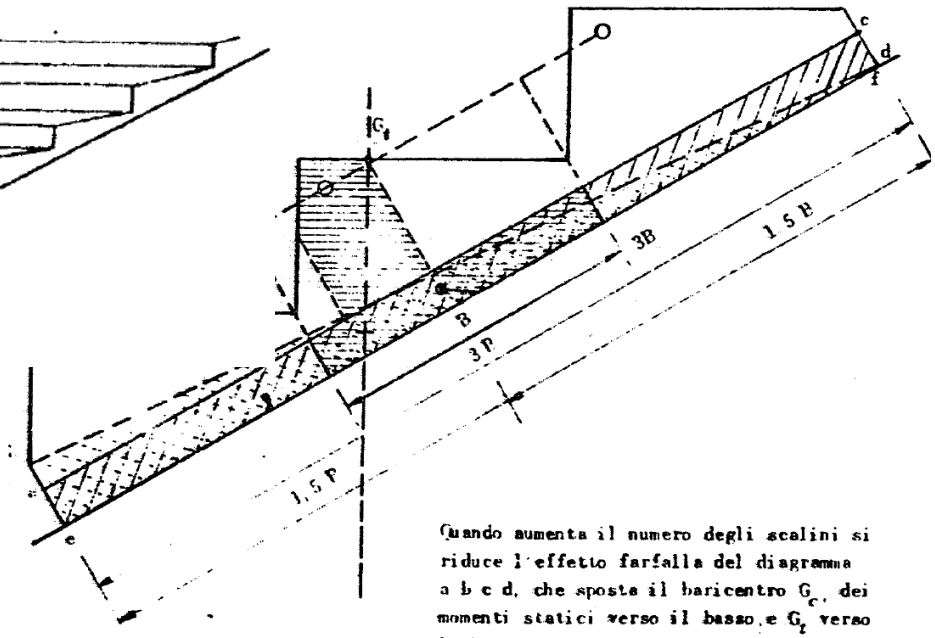


La prova orale

Scale in c.a. con gradini a sbalzo e trave a ginocchio



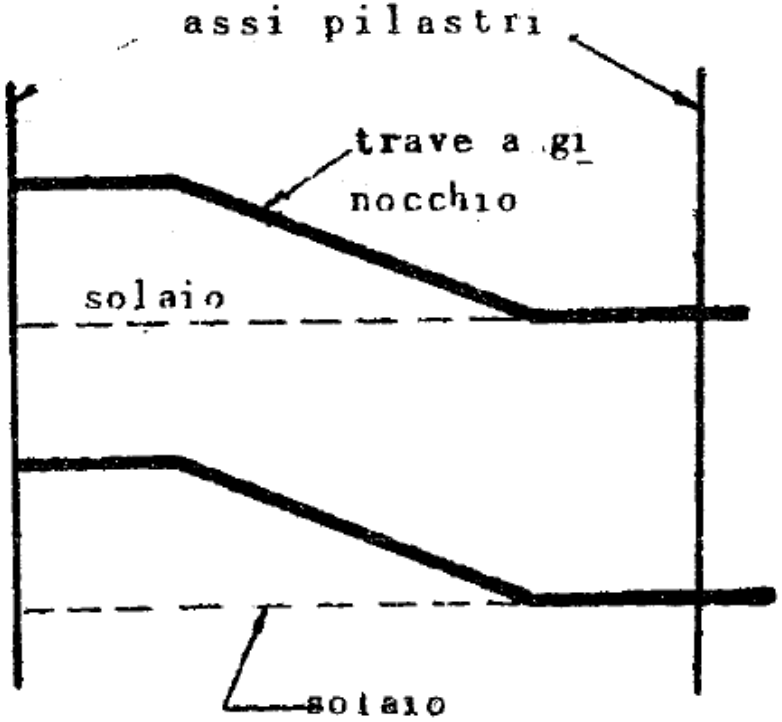


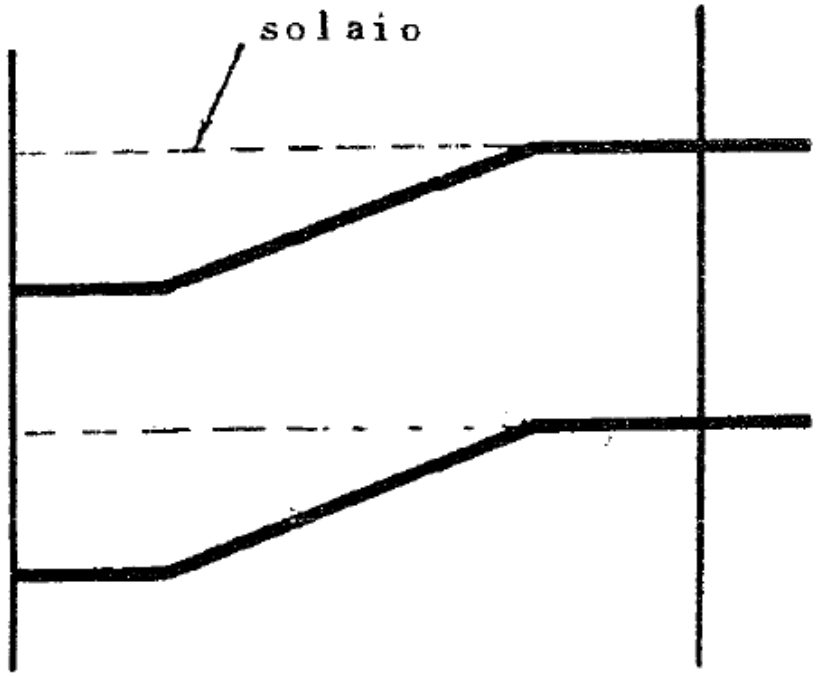


Quando aumenta il numero degli scalini si riduce l'effetto farfalla del diagramma a b c d, che sposta il baricentro G_c dei momenti statici verso il basso e G_t verso l alto per rendere verticale l asse di flessione Già per tre scalini si può ri - tenere che il comportamento possa ripor - tarsi a quello di una sezione a T rovescio ovvero rettangolare ideale di base l' ed altezza utile h

La prova orale

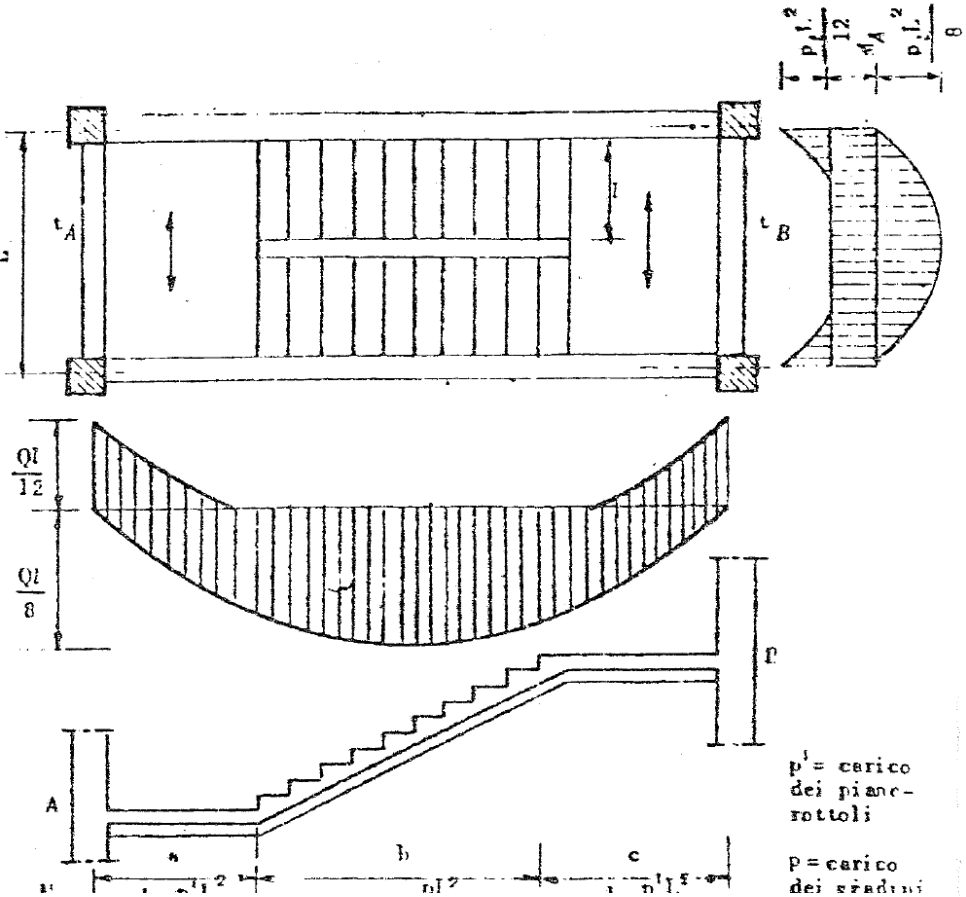
Scale in c.a. con gradini a sbalzo e trave a ginocchio





La prova orale

Scale in c.a. con gradini a sbalzo e trave a ginocchio



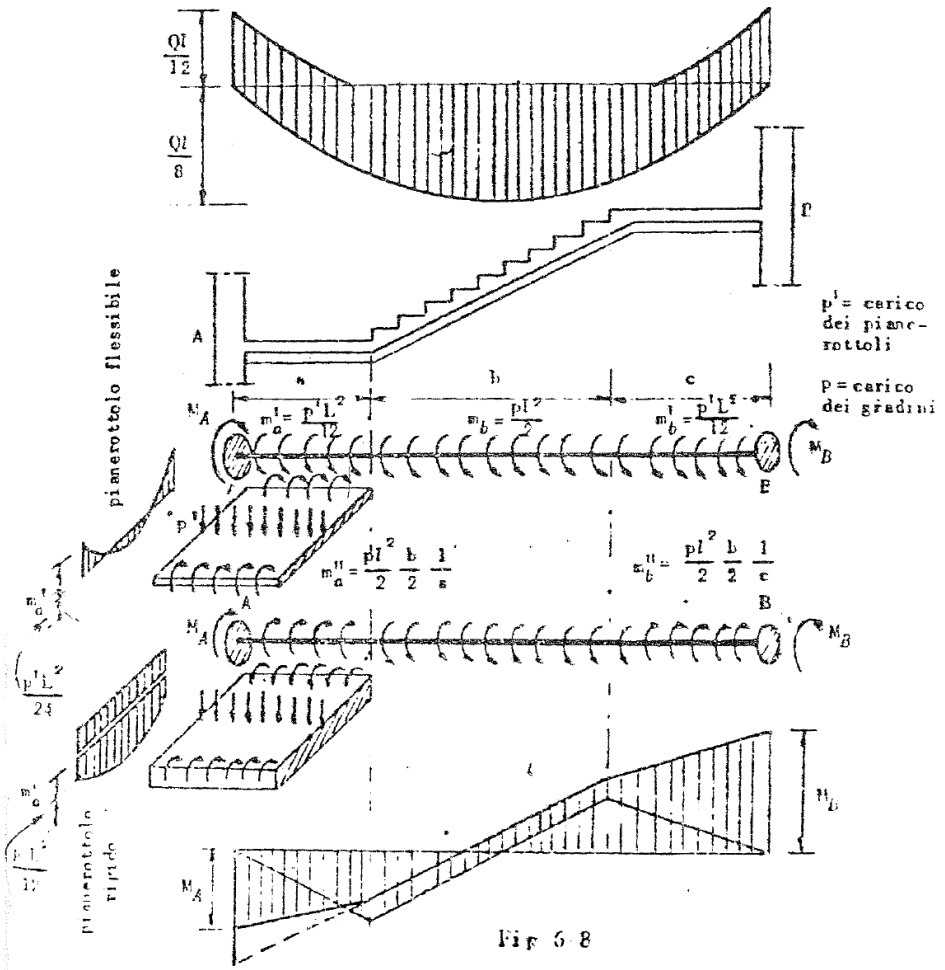
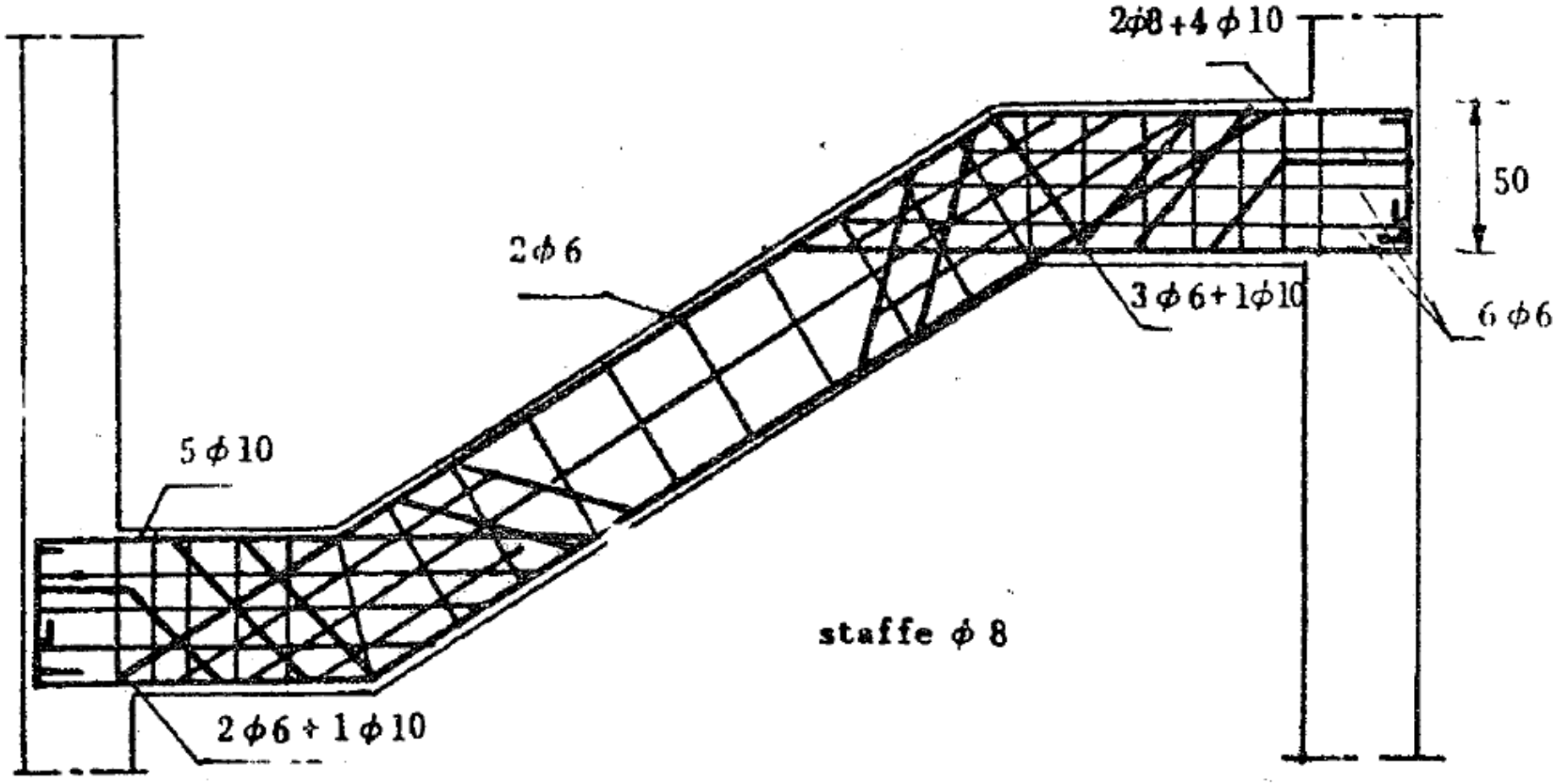


Fig. 6.8

La prova orale

Scale in c.a. con gradini a sbalzo e trave a ginocchio



stralciato da un progetto esecutivo

La prova orale

Scale in c.a. con gradini a sbalzo e trave a ginocchio

Pianerottoli

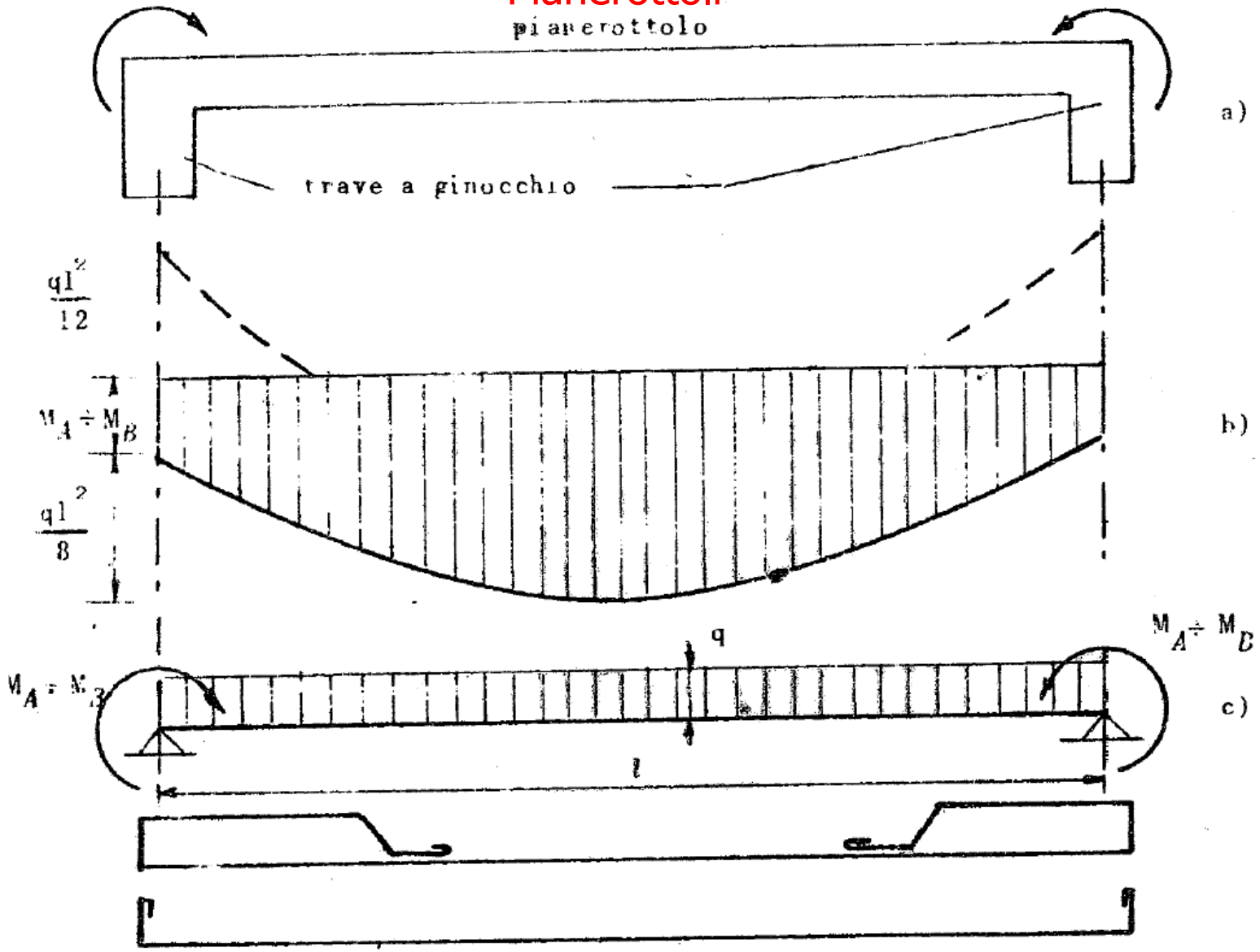
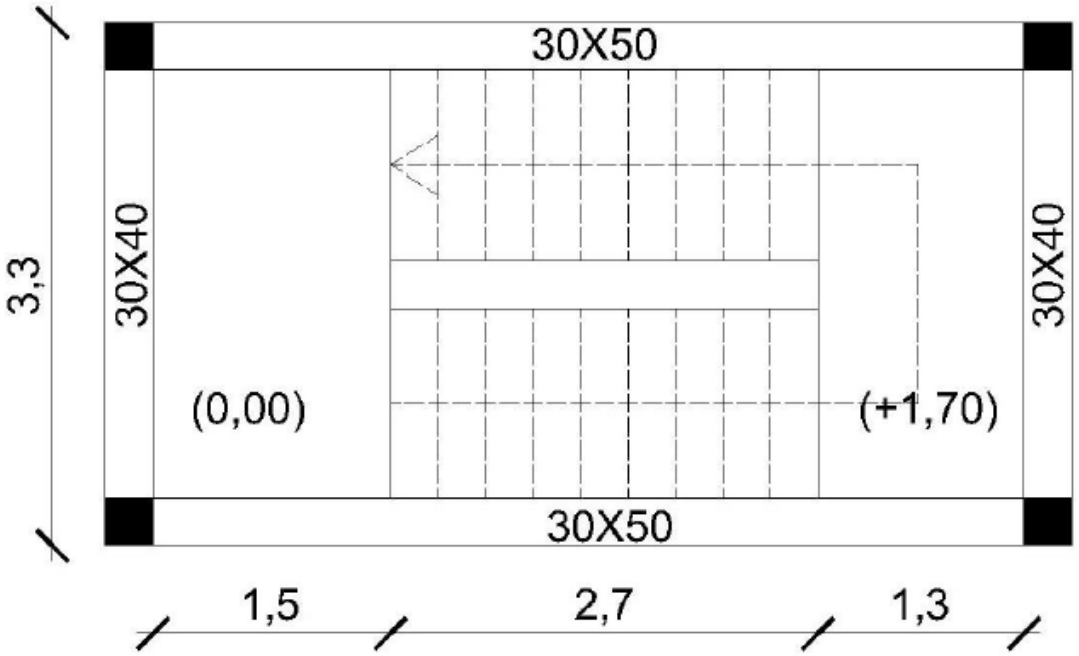


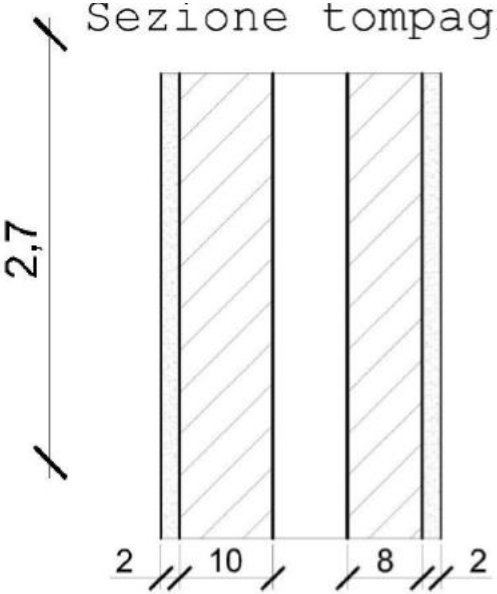
Fig 6-10

Scale in c.a. con gradini a sbalzo e trave a ginocchio
Un esempio di calcolo secondo le NTC'08

Pianta vano scale



Sezione tompagno



Analisi dei carichi tompagno

	part. Uguali	spess. m	largh. m	H m	peso a mq kN/m2	peso spec. kN/m3	tot	
fodera esterna		0,1				8	0,8	kN/m2
fodera interna		0,08				8	0,64	kN/m2
intonaco	2	0.02				14	0,56	kN/m2
							2	**kN/m2**

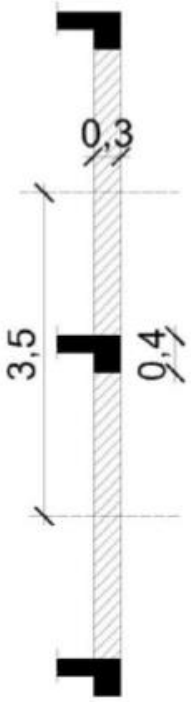
La prova orale

Scale in c.a. con gradini a sbalzo e trave a ginocchio
Un esempio di calcolo secondo le NTC'08

Analisi dei carichi pianerottolo di riposo a soletta piena (spess. 18cm)

	part. Uguali	spess. m	largh. m	H m	Peso a mq kN/m2	peso spec. kN/m3	tot	
peso proprio		0,18			25		4,5	kN/m2
marmo		0,02			27		0,54	kN/m2
malta		0,02			14		0,28	kN/m2
intonaco		0,015			14		0,21	kN/m2
					G1		**5,53**	**kN/m2**
					Q		**4**	**kN/m2**

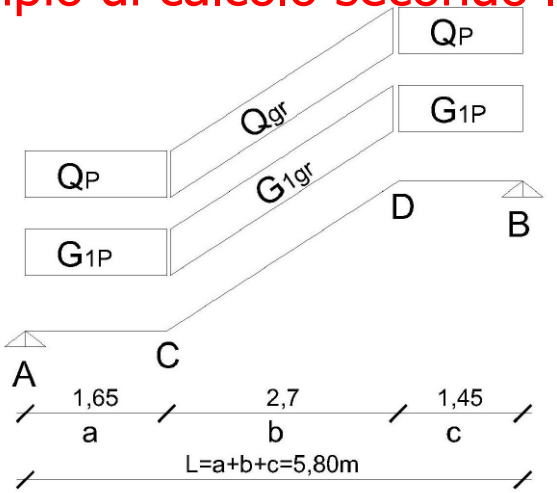
Sezione tompagno e trave di testata



Analisi dei carichi trave di testata

	part. Uguali	spess. m	largh. m	H m	peso a mq kN/m2	peso spec. kN/m3	tot	
peso proprio		0,3	0,4			25	3	kN/m
tompagno			3,5-0,5		2		6	kN/m
solaio	$(1,3G_{1p}+1,5Q_p)*0,50m$						6,59	kN/m
	[1,3*(3,0+6,0)]+6,59						**18,29**	**kN/m**

Scale in c.a. con gradini a sbalzo e trave a ginocchio
Un esempio di calcolo secondo le NTC'08



$G_{1,P} = (G1)^{pian.} \times (L_{netta}/2) + P_{tompagno} + P_{trave} = \{5,53\ [kN/m^2] * (2,7/2)\ [m]\} + 6\ [kN/m] + \{0,3*0,5\ [m] * 25\ [kN/m^3]\} = 7,47\ [kN/m] + 6\ [kN/m] + 3,75\ [kN/m] =$ **17,22 [kN/m]**

$Q_P = Q^{pian.} * (L_{netta}/2) = \{4,00\ [kN/m^2] * (2,7/2)\ [m]\} =$ **5,4 [kN/m]**

$q_{max}^{P} = (1,3*17,22) + (1,5*5,4) =$ **30,486 [kN/m]**

$$G_{1,gr} = \frac{(G1+G2)grad + Fringh.}{0,30\ m} + P_{tomp} + P_{trave} = \frac{1,308+0,70+0,14}{0,30\ m} + 6,0\ [kN/m] + 3,75\ [kN/m] = \mathbf{16,91\ [kN/m]}$$

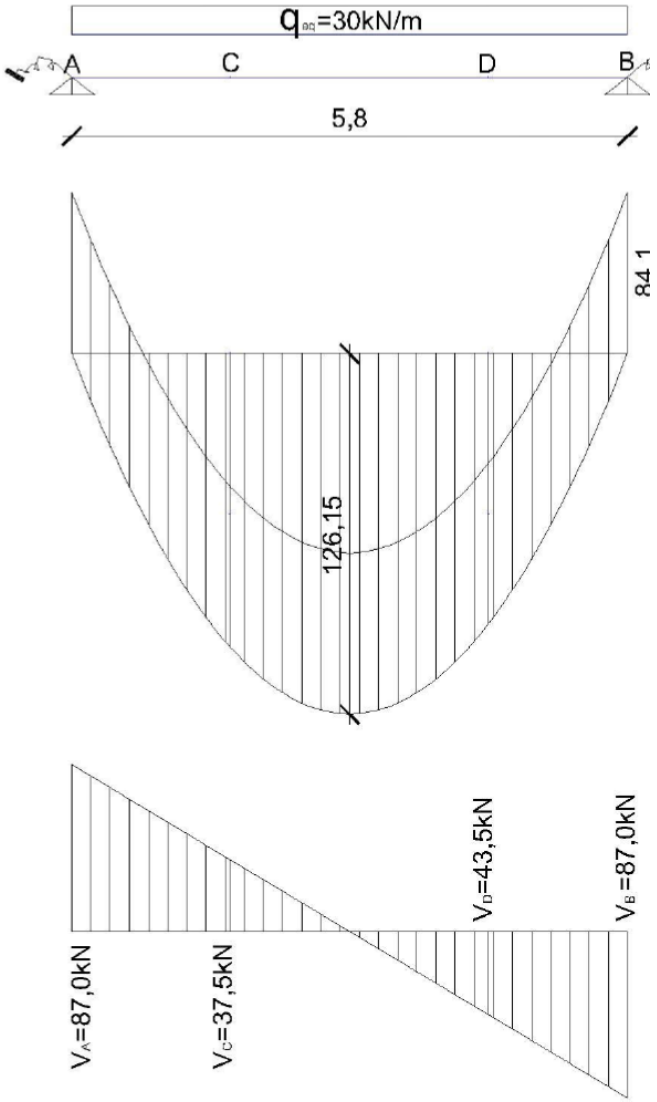
$$Q_{gr} = \frac{4,00\left(\frac{kN}{m2}\right) * 1,20 * 0,3}{0,30\ m} = \frac{1,44}{0,30\ m} = \mathbf{4,8\ [kN/m]}$$

$q_{max}^{gr} = (1,3*16,91) + (1,5*4,8) =$ **29,183 [kN/m]**

Uniformando il carico si ha:

$q_{eq} = [q_{max}^{P} * (a+c) + q_{max}^{gr} * (b)] / [L] = [30,486 * (1,65+1,45) + 29,183 * (2,70)] / [5,80] = 29,89\ [kN/m] \approx$ **30,00 [kN/m]**

Scale in c.a. con gradini a sbalzo e trave a ginocchio
Un esempio di calcolo secondo le NTC'08



CALCOLO ARMATURA PER FLESSIONE

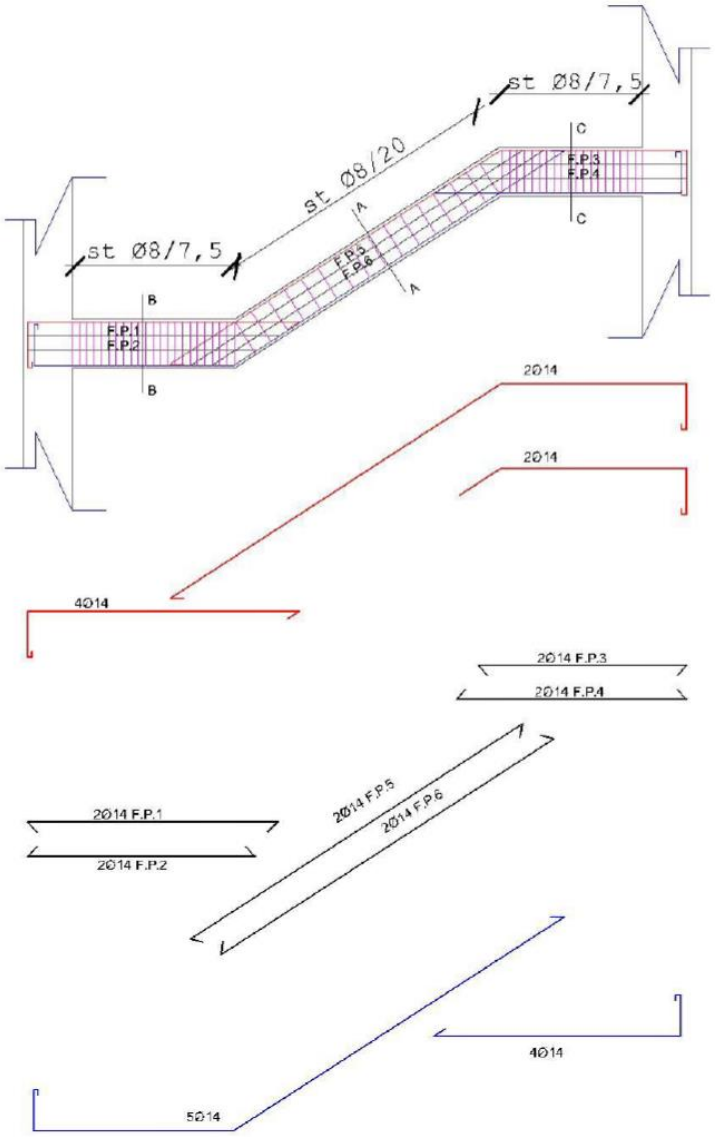
$Med^{-} = (q_{eq} * L^2)/12 = 84,10 \ [kN*m]$

$$A_S = \frac{Med}{0,9d*fyd} = \frac{84,10x10^6}{0,9x470x391,3} = 508mm^2 \rightarrow 4\Phi14 \ (=615,44mm^2)$$

$Med^{+} = (q_{eq} * L^2)/8 = 125,15 \ [kN*m]$

$$A_S = \frac{Med}{0,9d*fyd} = \frac{125,15x10^6}{0,9x470x391,3} = 762mm^2 \rightarrow 5\Phi14 \ (=769,3mm^2)$$

Scale in c.a. con gradini a sbalzo e trave a ginocchio
Un esempio di calcolo secondo le NTC'08



ARMATURA SUP.

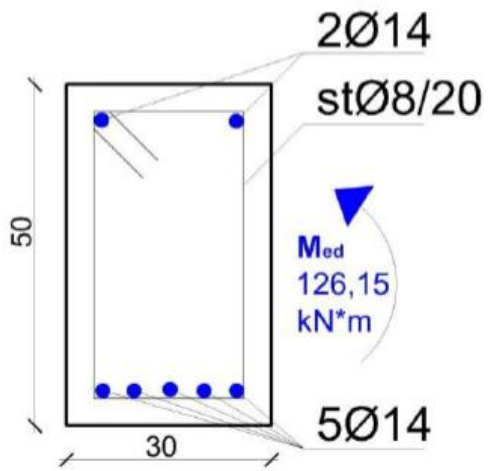
FERRI DI PARETE

ARMATURA INF.

Scale in c.a. con gradini a sbalzo e trave a ginocchio

VERIFICA FLESSIONALE SEZIONE A-A' IN CAMPATA

CLS C20/25
ACCIAIO B450C



$A'_s * f_{yd} + (\beta * B * x_N * f_{cd}) - A_s * f_{yd} = 0$ ➔

➔ $x_n = [(A_s - A_s') * f_{yd}] / [\beta * B * f_{cd}] =$

$= [(769,3 - 308) * 391,3] / [0,81 * 300 * 11,33] =$ **65,73mm**

$M_{rd} = A_s * f_{yd} * [d - (0,416 * x_N)] - A_s' * f_{yd} * [(0,416 * x_N) - c'] =$

$= 769,3 * 391,3 * [470 - (0,416 * 65,73)] - 308 * 391,3 * [(0,416 * 65,73) - 30] =$

$= 301027,09 * [442,66] - 120520,4 * [-2,66] = 133573235,9$ [N*mm] **=133,57[kN*m]**

M_{ed}=126,15[kN*m]

$$\frac{Med}{Mrd} = \frac{126,15}{133,57} = 0,94 < 1$$ ➔ verifica soddisfatta

Scale in c.a. con gradini a sbalzo e trave a ginocchio
Un esempio di calcolo secondo le NTC'08

VERIFICA A TAGLIO SEZIONE A-A' IN CAMPATA

$V_C=[(V_A)/(L/2)]*[(L/2)-a]=[87kN/2,9m]*[2,9m-1,65m]=37,5kN$

$V_D=[(V_B)/(L/2)]*[(L/2)-b]=[87kN/2,9m]*[2,9m-1,45m]=43,5kN$

$V_{ED}=43,5kN$

$V_{RSD}=0,9*d*\frac{Asw}{s}*f_{yd}*(ctg\alpha+ ctg\vartheta)*sen\alpha$

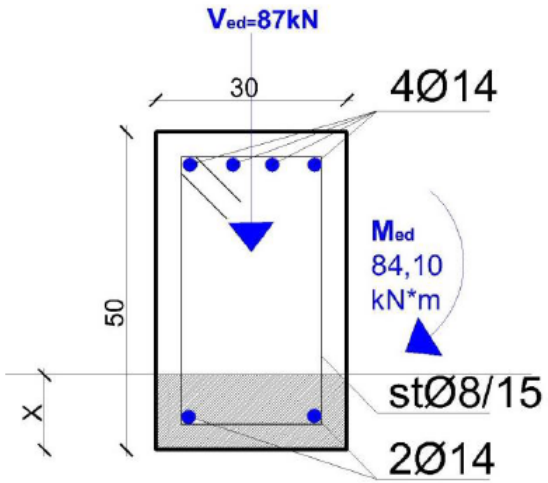
$V_{RCD}=0,9*d*b_W*\alpha_c*f_{cd}'*(ctg\alpha+ ctg\vartheta)/(1+ ctg^2\vartheta)$

$Cotg\vartheta=1$; stΦ8/20 ($A_{SW}=101mm^2/200mm$) ➔ **$V_{RD}=V_{RDS}=V_{RD,min}=83,20kN > V_{ED}=43,5kN$**

$V_{ED}/V_{RD}=43,5/83,20=0,52<1$ ➔ verifica soddisfatta (in linea teorica basterebbero anche stΦ8/40)

Scale in c.a. con gradini a sbalzo e trave a ginocchio
Un esempio di calcolo secondo le NTC'08

VERIFICA FLESSIONALE SEZIONE C-C' (PIANEROTTOLO DI RIPOSO)



$X_N=52,73[mm]$

$M_{RD}=107,29[kN*m]$

$M_{ED}/M_{RD}=84,10/107,29=0,78<1$ ➔ verifica soddisfatta

VERIFICA A TAGLIO SEZIONE C-C' (PIANEROTTOLO DI RIPOSO)

$V_{RSD}=0,9*d*\frac{Asw}{s}*f_{yd}*(ctg\alpha+ ctg\vartheta)*sen\alpha$

$V_{RCD}=0,9*d*b_w*\alpha_c*f_{cd}'*(ctg\alpha+ ctg\vartheta)/(1+ ctg^2\vartheta)$

$Cotg\vartheta=1$; stΦ8/15 ($A_{SW}=101mm^2/150mm$) ➔ **$V_{RD}=V_{RDS}=V_{RD,min}=111,45[kN]>V_{ED}=87,0[kN]$**

$V_{ED}/V_{RD}=87,0/111,45=0,78<1$ ➔ verifica soddisfatta

Scale in c.a. con gradini a sbalzo e trave a ginocchio
Un esempio di calcolo secondo le NTC'08

TORSIONE

Momento torcente "distribuito" tratto CD (torsione gradini):

$$M_{SC} = (M_{ED}^{SC}) / (0,3m) = 3,279 kN*m/0,30m = 10,93 [kN*m/m] \approx \mathbf{11} [\mathbf{kN*m}/m]$$

Momento torcente "distribuito" sui tratti AC & DB (nell'ipotesi di pianerottolo flessibile):

$$M_P = (q_P) * (L^2/12) = (1,3*5,53+1,5*4,00) * \frac{(2,70+0,30)^2}{12} = 9,89 [kN*m/m] \approx \mathbf{10} [\mathbf{kN*m}/m]$$

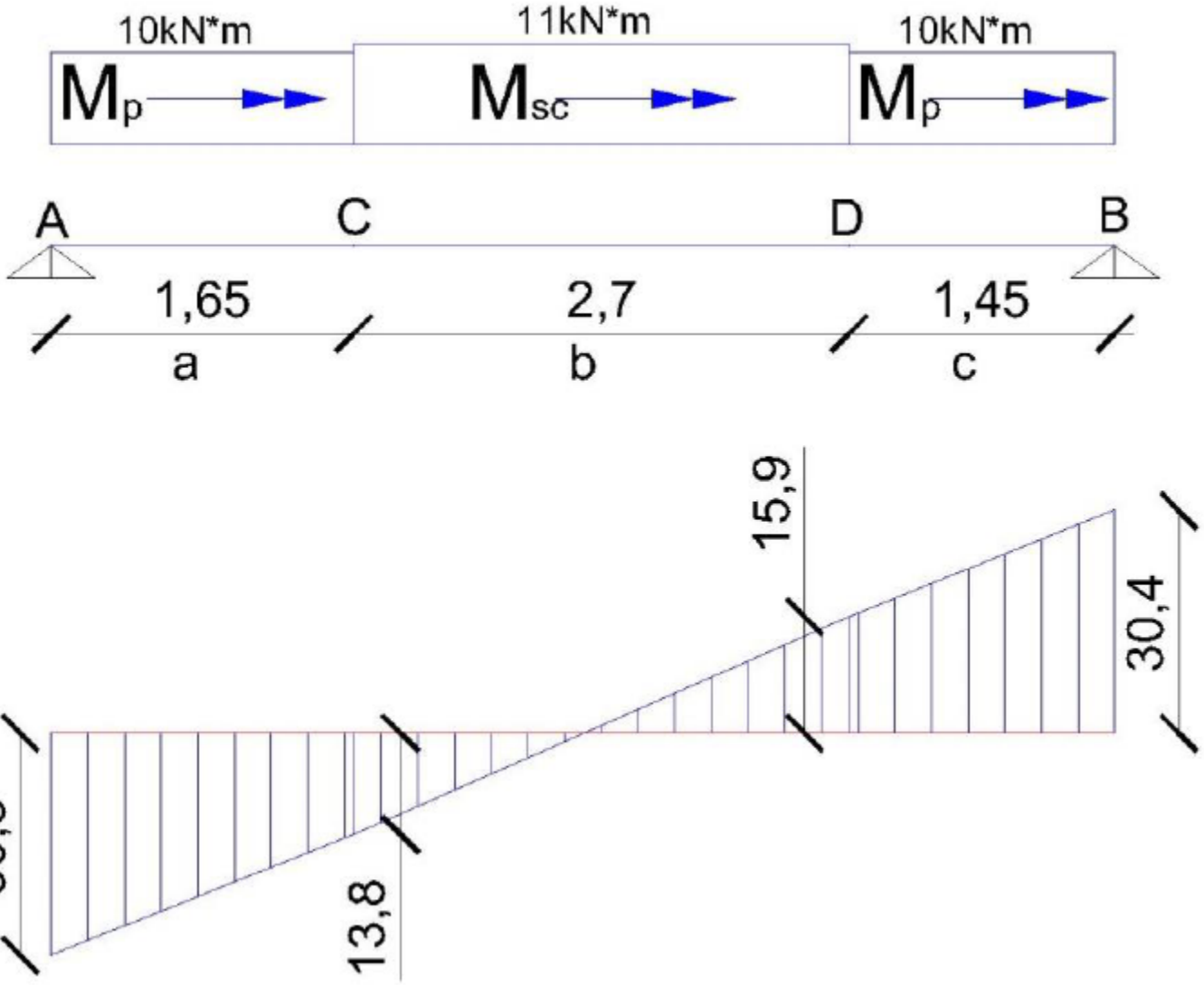
Hp1_pianerottolo flessibile-trave a ginocchio infinitamente rigida:

$$T_A^1 = M_P * a * \frac{\frac{a}{2}+b+c}{L} + M_{SC} * b * \frac{\frac{b}{2}+c}{L} + M_P * c * \frac{a+b+\frac{c}{2}}{L} =$$

$$= 10*1,65\frac{\frac{1,65}{2}+2,7+1,45}{5,8} + 11*2,7*\frac{\frac{2,70}{2}+1,45}{5,8} + 10,00*1,45*\frac{\frac{1,45}{2}}{5,8} =$$

$$= 14,15+14,33+1,8125 = \mathbf{30,30 [kN*m]}$$

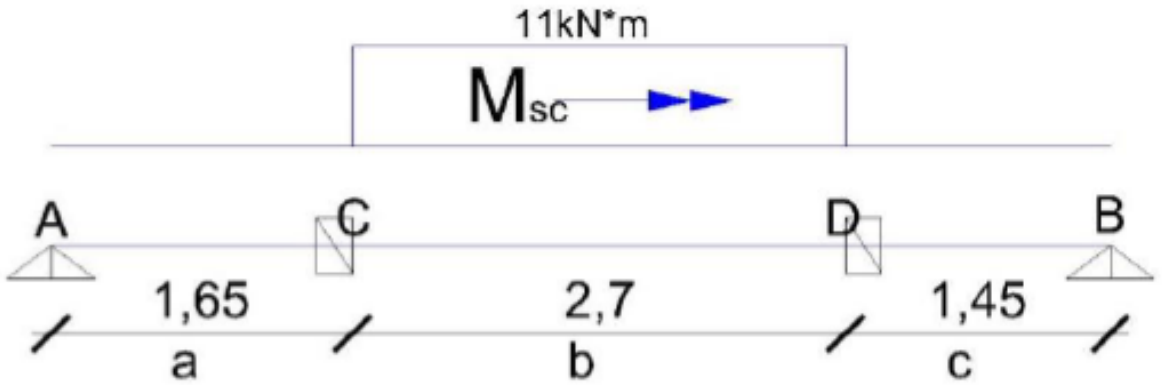
Scale in c.a. con gradini a sbalzo e trave a ginocchio
Un esempio di calcolo secondo le NTC'08

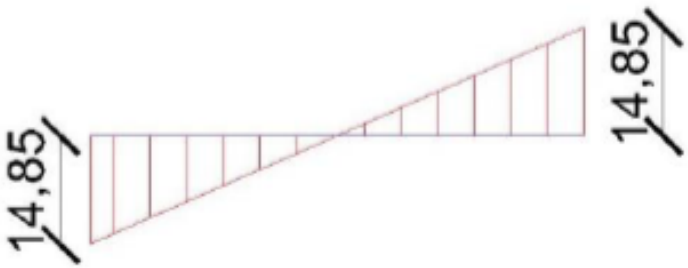


Scale in c.a. con gradini a sbalzo e trave a ginocchio
Un esempio di calcolo secondo le NTC'08

Hp2_pianerottolo rigido-trave a ginocchio torcibile:

$T_C^2 = T_D^2 = (M_{sc} * b)/2 = (11 * 2,7)/2 = \mathbf{14,85\ [kN*m]}$





Scale in c.a. con gradini a sbalzo e trave a ginocchio
Un esempio di calcolo secondo le NTC'08

VERIFICA A TORSIONE TRATTO ORIZZONTALE AC & DB

(si procede con la verifica del tratto più sollecitato:DB)

$T_{ED}=30,40kN*m$

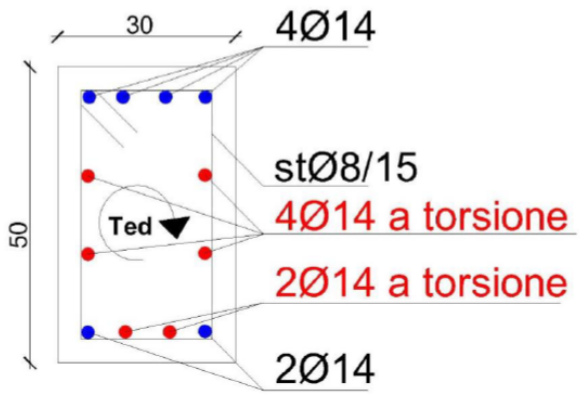
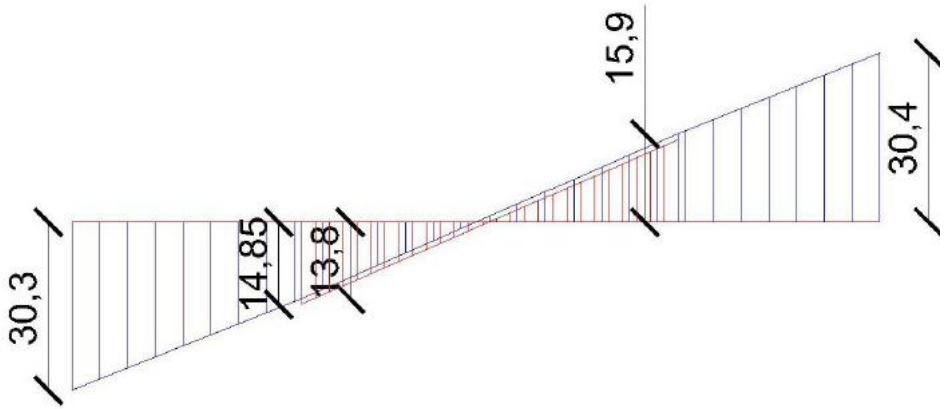


DIAGRAMMA INVILUPPO



- stΦ8/15 per torsione + stΦ8/15 per taglio ➔ stΦ8/7,5 nei tratti AC e DB

  in 1,65m: stΦ8/15_11 staffe a torsione; stΦ8/15_11 staffe a taglio➔

  ➔in 1,65m stΦ8/7,5cm➔22staffe totali

- A_l=4Φ14 a torsione(ferri di parete)+2Φ14 a torsione(armatura inf.)

$A_c=150000mm^2$

$u=1600mm$

$t=\max(\frac{A_c}{u};2c)=94mm$

$A=(b-t)*(h-t)=83789mm^2$

$\Sigma A_l(6\Phi14)=924mm^2$

$u_m=1225mm$

$s=150$

$A_s=50mm(\Phi8)$

$a_l=\Sigma A_l/u_m=0,75$

$a_s=\Sigma A_s/s=0,34$

$Cotg\vartheta=\sqrt{(a_l/a_s)}=1,50 \in[0,4 ; 2,5]$

$T_{rdc}=41,09kN*m$

$T_{rsd}=32,96kN*m$ → $T_{rd}=32,96>T_{ed}=30,40$

$T_{rld}=32,96kN*m$ $T_{ed}/T_{rd}=0,92<1$ ➔ la verifica è soddisfatta

VERIFICA TAGLIO-TORSIONE

$Cotg\vartheta=1,50$

$V_{rd,c}=331,89[kN]$

$T_{rd,c}=41,09[kN*m]$

$V_{ed}=87[kN]$

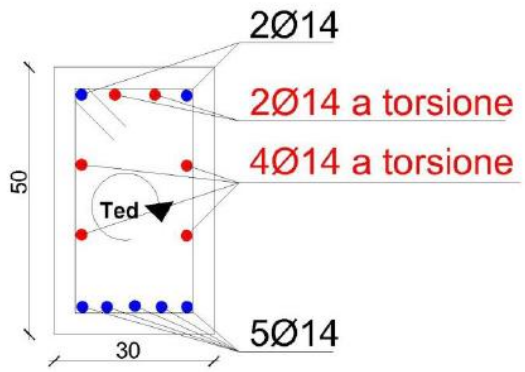
$T_{ed}=30,40[kN*m]$

$(T_{ed}/T_{rd,c})+(V_{ed}/V_{rd,c})=1\leq1$ ➔ la verifica è soddisfatta

Scale in c.a. con gradini a sbalzo e trave a ginocchio
Un esempio di calcolo secondo le NTC'08

VERIFICA A TORSIONE TRATTO CD

$T_{ED}=14,85kN*m$



- $st\Phi 8/40$ per torsione + $st\Phi 8/40$ per taglio ➔ $st\Phi 8/20$ nel tratto CD
- $A_l=4\Phi 14$ a torsione(ferri di parete)$+2\Phi 14$ a torsione(armatura sup.)

$A_c=150000mm^2$

$u=1600mm$

$t=\max\left(\frac{A_c}{u};2c\right)=94mm$

$A=(b-t)*(h-t)=83789mm^2$

$\Sigma A_l(4\Phi 14)=616mm^2$

$u_m=1225mm$

$s=400mm$

$A_s=50mm(\Phi 8)$

$a_l=\Sigma A_l/u_m=0,50$

$a_s=\Sigma A_s/s=0,13$

$Cotg\vartheta=\sqrt{(a_l/a_s)}=2\in[0,4\ ;\ 2,5]$

$T_{rdc}=35,61kN*m$

$T_{rsd}=16,48kN*m$ ➔ $T_{rd}=16,48>T_{ed}=14,85$

$T_{rld}=16,48kN*m$ $T_{ed}/T_{rd}=0,90<1$ ➔ la verifica è soddisfatta

VERIFICA TAGLIO-TORSIONE

$Cotg\vartheta=2,00$

$V_{rd,c}=287,64[kN]$

$T_{rd,c}=35,61[kN*m]$

$V_{ed}=87[kN]$

$T_{ed}=14,85[kN*m]$

$(T_{ed}/T_{rd,c})+(V_{ed}/V_{rd,c})=0,72\leq 1$ ➔ la verifica è soddisfatta

Scale in c.a. con gradini a sbalzo e trave a ginocchio
Un esempio di calcolo secondo le NTC'08

3) PIANEROTTOLI

Sono realizzati con soletta piena o alleggerita con pignatte come un solaio normale, ma di spessore inferiore (12÷16cm)per motivi estetici (sfalsamento delle rampe).

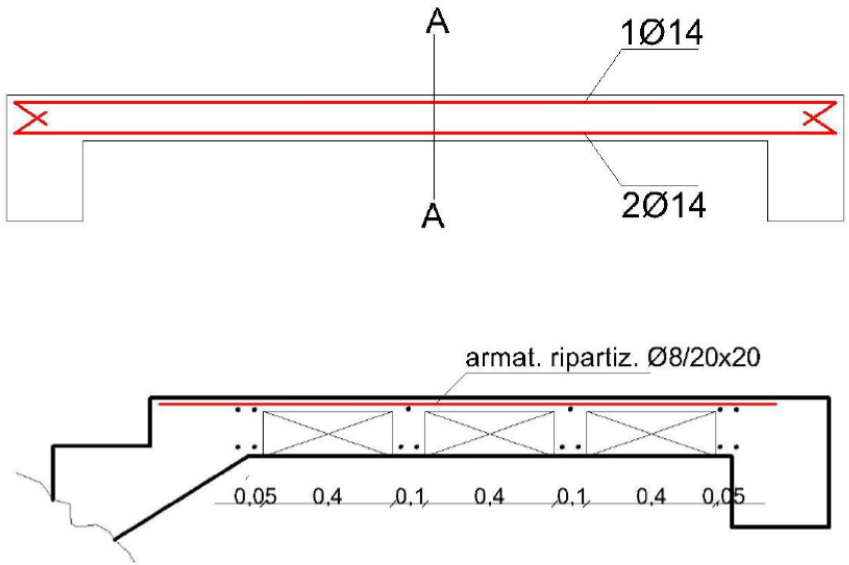
Se però la trave di testata del pianerottolo di arrivo è a spessore(sp.=20÷22cm)anche i pianerottoli si realizzano dello stesso

Progetto armatura in mezzeria:

$M_{ed}^{+} \cong 30kN*m$ ➔ $A_{s,min}=\frac{Med+}{0,9d*fyd}=\frac{30*10^6}{0,9*(180-30)*391,3}=567,91mm^2$ ➔ $4\Phi14/m$ inf.➔ $A_s^{+}=616mm^2$

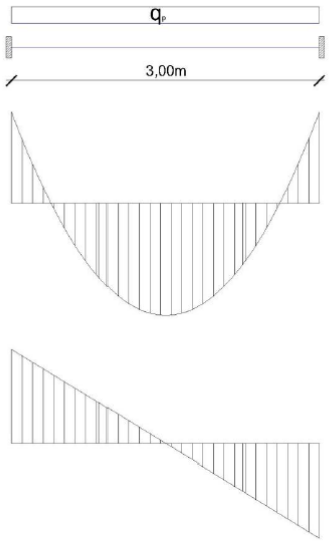
Progetto armatura agli appoggi:

$M_{ed}^{-} \cong 10kN*m \cong \frac{Med+}{3}$ ➔ $A_{s,min}=567,91mm^2/3$ ➔ $(4/3)\Phi14$ ➔$2\Phi14/m$ sup.➔$A_s^{-}=308mm^2$



Schemi statici (diretta conseguenza dell'ipotesi fatta per la trave a ginocchio)

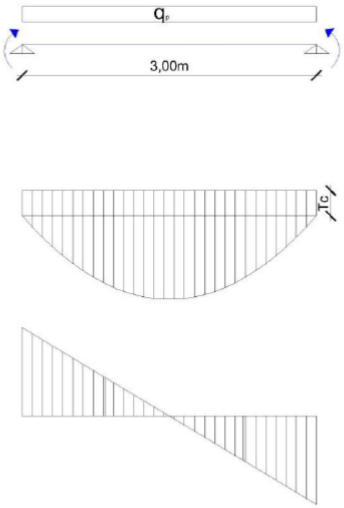
Ip.1) pianerottolo flessibile-trave a ginocchio infinitamente rigida



$M_{ed}^{-}=(ql^2)/12=$
$=[13,19*(3^2)]/12=$**$-9,89kN*m$**
$V_{ed}=(ql)/2=(13,19*3)/2=$**$19,785kN$**

Ip.2) pianerottolo infinitamente rigido-trave a ginocchio torcibile

N.B. Si considera la striscia più sollecitata (ovvero quella adiacente al ginocchio; $T_c=T_p=14,85kN*m$)e si distribuiscono le armature su tutto il pianerottolo



$M_{ed}^{+}=T_c+[(q*l^2)/8]=$
$=14,85+[(13,19*3^2)/8]=$**$29,69kN*m$**
$V_{ed}=(ql)/2=(13,19*3)/2=$**$19,785kN$**

Scale in c.a. con gradini a sbalzo e trave a ginocchio
Un esempio di calcolo secondo le NTC'08

SEZIONE DI MEZZERIA

VERIFICA A FLESSIONE

$M_{rd}=33,72kN*m$

$M_{ed}=30,00kN*m < M_{rd}$ ➔ la verifica è soddisfatta

$\mathbf{x_n}=[A_s*f_{yd}]/[\beta*b*f_{cd}]= [616*391,3]/[0,81*1000*11,33]=25,26mm$

$\mathbf{M_{rd}}=A_s*f_{yd}*[d-(0,416*x_N)]=616*391,3*(150-0,4*25,26)*10^{-6}=33,72kN*m$

VERIFICA A TAGLIO

(relativa ad elementi sprovvisti di apposita armatura a taglio)

b=200m

d=150mm

$A_s=616mm^2$

$\rho_1=0,02$

k=2

$V_{rd1}=12,10kN; V_{rd,min}=23,14kN$

$V_{rd}=23,14kN>V_{ed}\approx 10kN\ (\approx V_{ed,max}/2)$

$V_{ed}/V_{rd}=0,43<1$ ➔ la verifica è soddisfatta

SEZ. TESTATA:

VERIFICA A FLESSIONE

X=24,50mm ($A_s'=0$)

$M_{rd}=17,43\ kN*m$

$M_{ed}=10,00kN*m$

$M_{ed}/M_{rd}=0,57<1$ ➔ la verifica è soddisfatta

VERIFICA A TAGLIO

b=1000m

d=150mm

$A_s=308mm^2$

$\rho_1=0,002053$

k=2

$V_{rd1}=60,50kN; V_{rd,min}=54,18kN$

$V_{rd}=60,50kN>V_{ed}\approx 20kN\ (\approx V_{ed,max}/2)$

$V_{ed}/V_{rd}=0,33<1$ ➔ la verifica è soddisfatta

Scale in c.a. con gradini a sbalzo e trave a ginocchio
Un esempio di calcolo secondo le NTC'08

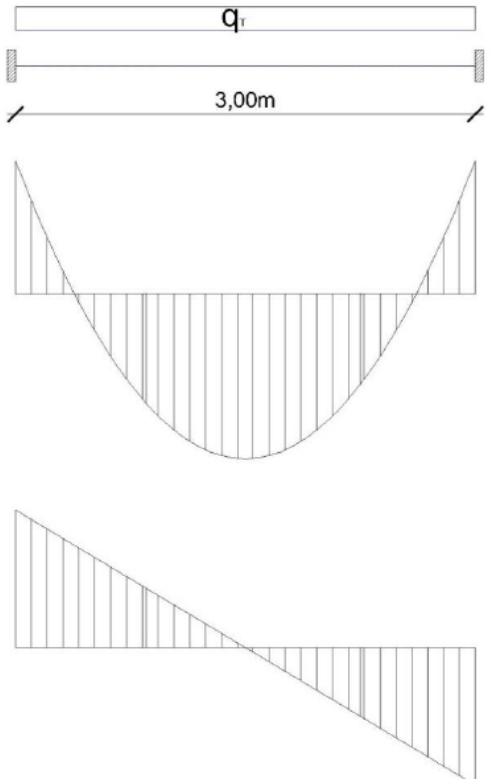
4) TRAVI DI TESTATA (30X40)

schemi statici

Si Considera anche una fascia di solaio di 50cm

$q_t = 9,00[kN*m]*1,3+\{[1,3*5,53(kN/m^2)]+[1,5*4,00(kN/m^2)]\}*0,50[m] = \mathbf{18,29kN*m}$

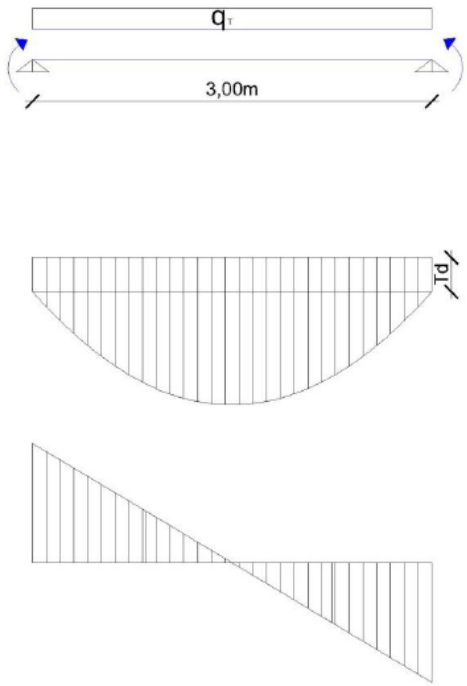
Ip.1)



$\mathbf{M_{ed}^- = (q_t * l^2)/12 = -13,72kN*m}$

$\mathbf{V_{ed} = (q_t l)/2 = 27,44kN}$

Ip.2)



$\mathbf{M_{ed}^+ = T_c + [(q_t * l^2)/8] =}$
$= 30,40 + [(18,29*3^2)/8] = \mathbf{50,98kN*m}$

$\mathbf{V_{ed} = (q_t l)/2 = 27,44kN}$

Scale in c.a. con gradini a sbalzo e trave a ginocchio
Un esempio di calcolo secondo le NTC'08

Progetto armatura in mezzeria:

$M_{ed}^{+} \cong 50,98 kN*m$ → $A_{s,min} = \frac{Med+}{0,9d*fyd} = \frac{50,98*10^6}{0,9*370*391,3} = 391,24 mm^2$ → $4\Phi 14/m$ inf. → $A_s^{+} = 616 mm^2$

Progetto armatura agli appoggi:

$M_{ed}^{-} \cong -13,72 kN*m$ → $A_{s,min} = \frac{Med-}{0,9d*fyd} = \frac{-13,72*10^6}{0,9*370*391,3} = 105,29 mm^2$ → $3\Phi 14/m$ inf. → $A_s^{-} = 462 mm^2$

SEZIONE DI MEZZERIA

VERIFICA A FLESSIONE

$X = 630 mm$

$M_{rd}^{+} = 82,80 kN*m > M_{ed} = 50,98 kN*m$

$M_{ed}/M_{rd} = 0,61 < 1$ → la verifica è soddisfatta

$M_{rd}^{-} = -62,6 kN*m > -13,72$ → la verifica è soddisfatta

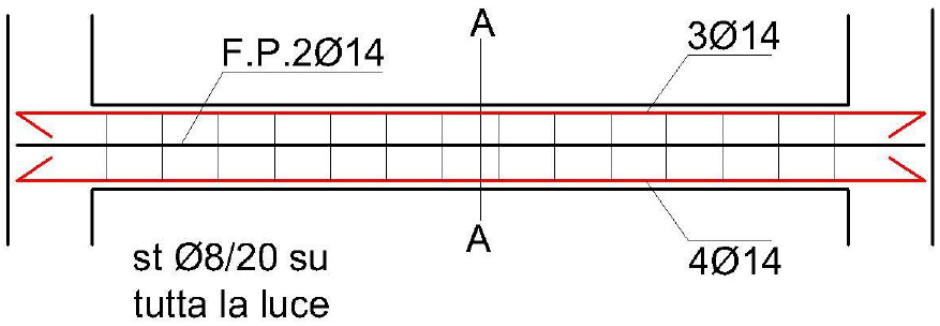
VERIFICA A TAGLIO

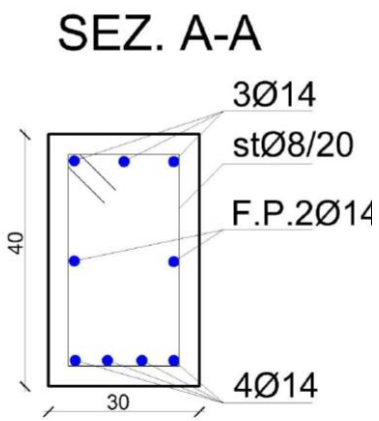
$V_{RSD} = 0,9*d*\frac{Asw}{s}*f_{yd}*(ctg\alpha + ctg\vartheta)*sen\alpha$

$V_{RCD} = 0,9*d*b_w*\alpha_c*f_{cd}'*(ctg\alpha + ctg\vartheta)/(1 + ctg^2\vartheta)$

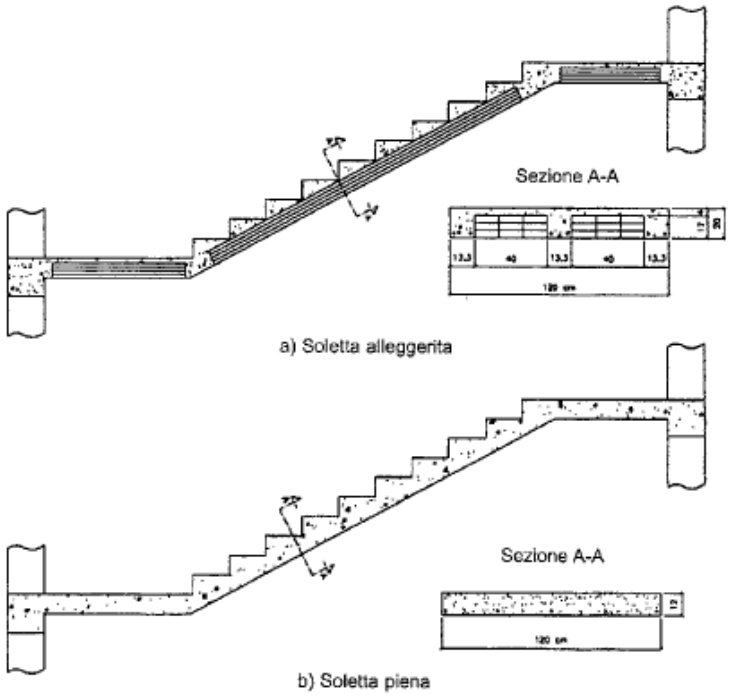
$Cotg\vartheta = 1$; stΦ8/20 ($A_{SW} = 101 mm^2/200 mm$) → $V_{RD} = V_{RDS} = V_{RD,min} = 65,80 [kN] > V_{ED} = 27,44 [kN]$

$V_{ED}/V_{RD} = 27,44/65,80 = 0,42 < 1$ → verifica soddisfatta





Scale in c.a. con soletta rampante



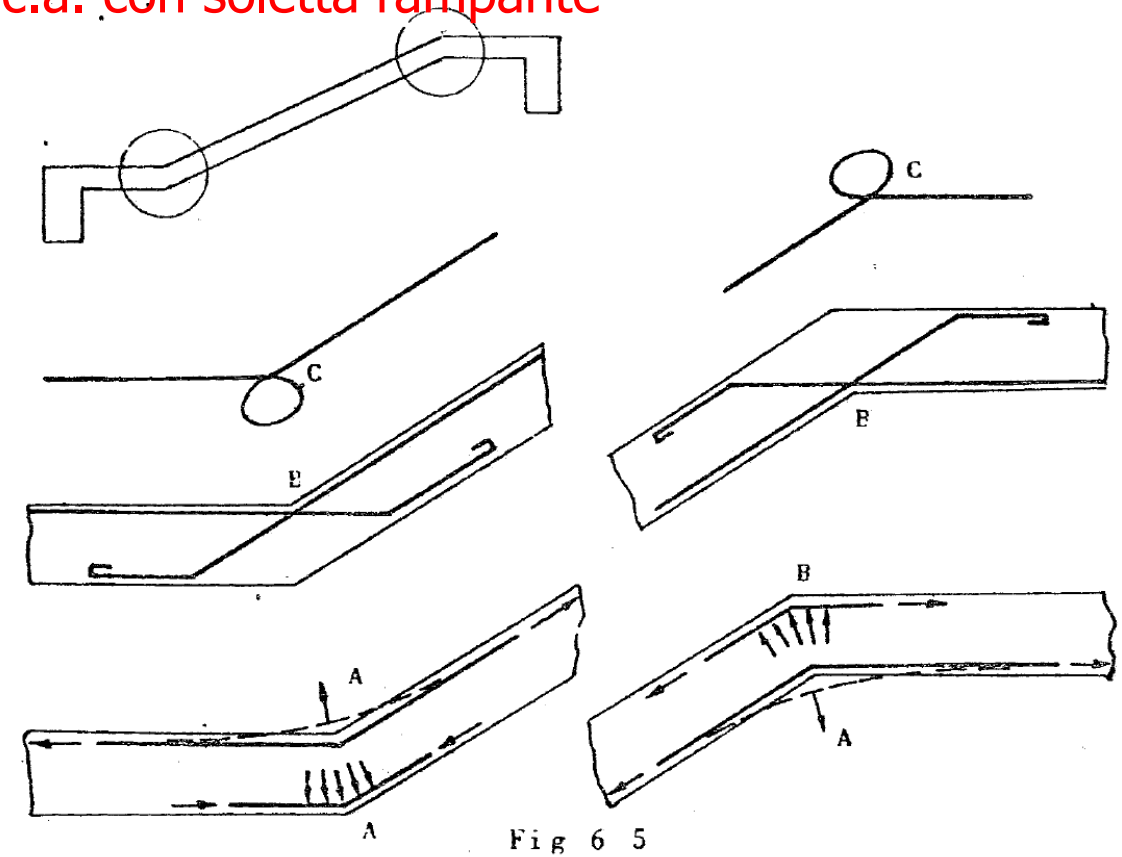


Fig 6 5

A - disposizione errata

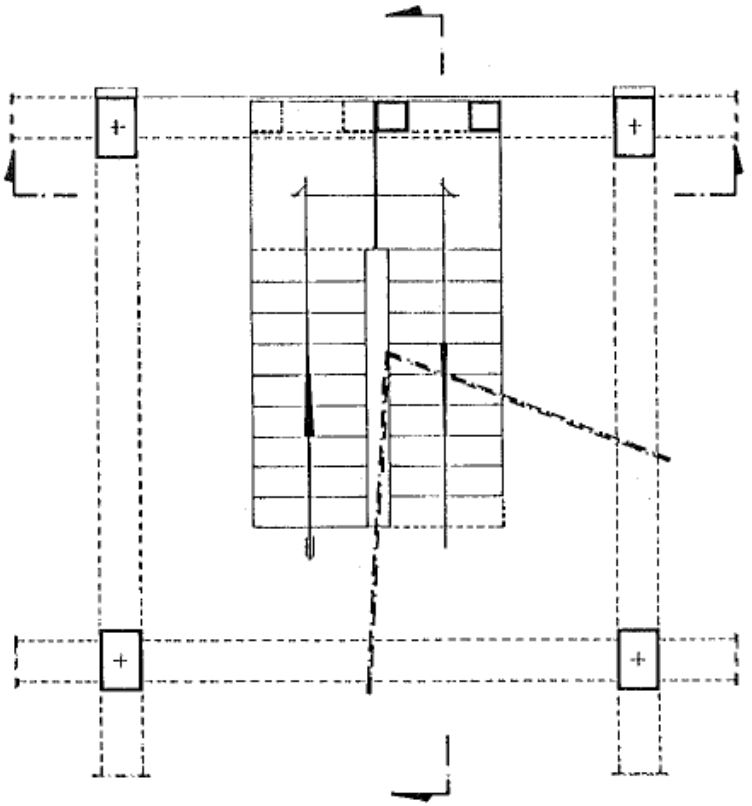
B - disposizione corretta

C - disposizione corretta ma di laboriosa esecuzione ("cappio")

Scala Giliberti

Aurelio Giliberti

UNA PIÙ RAZIONALE STRUTTURA
DELLA SCALA PER EDIFICI IN ZONA SISMICA



CUEN

La prova orale

Scala Giliberti

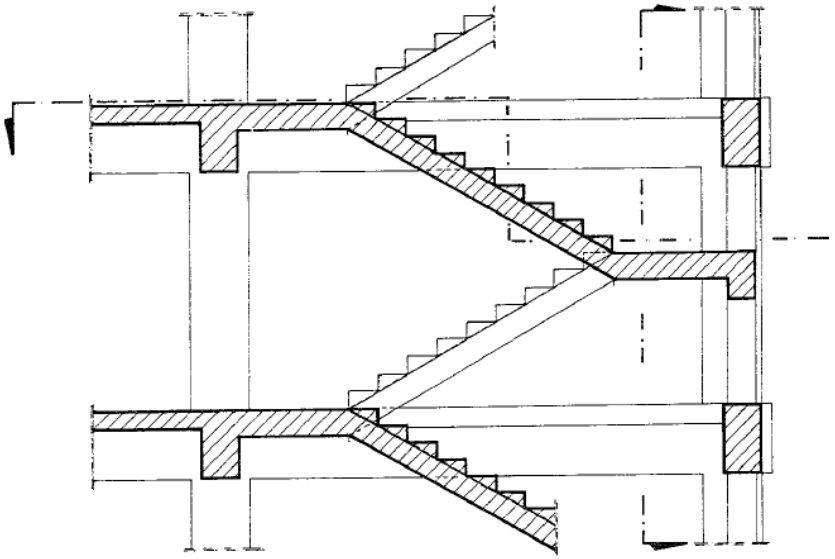
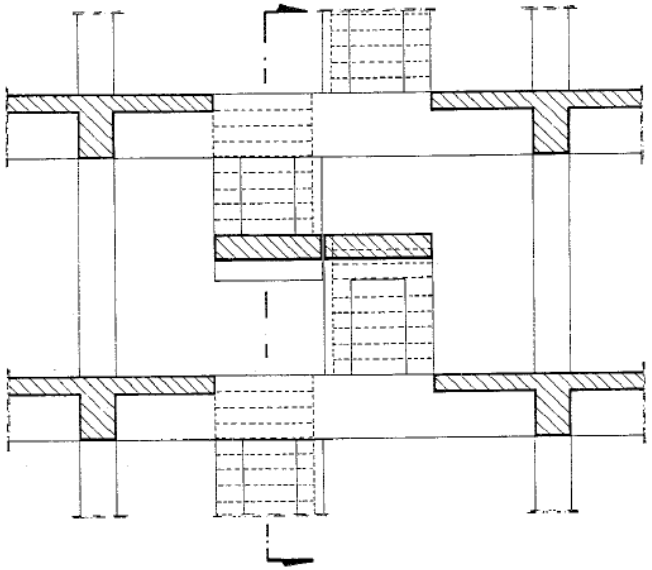


Fig. 3 Sezione longitudinale



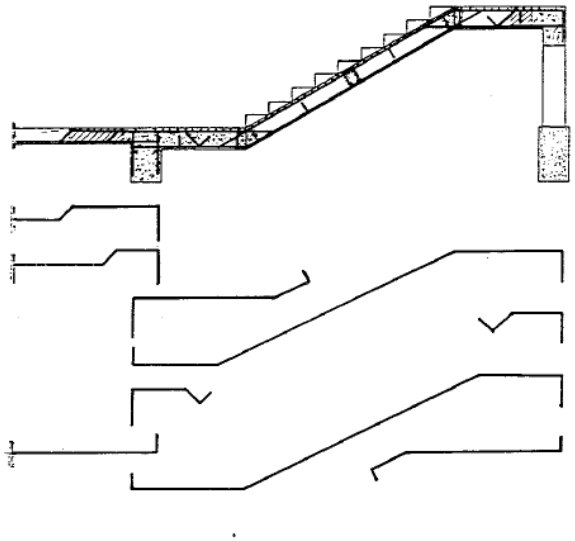


Fig. 6 Disposizione delle armature dei travetti (rampa in salita)

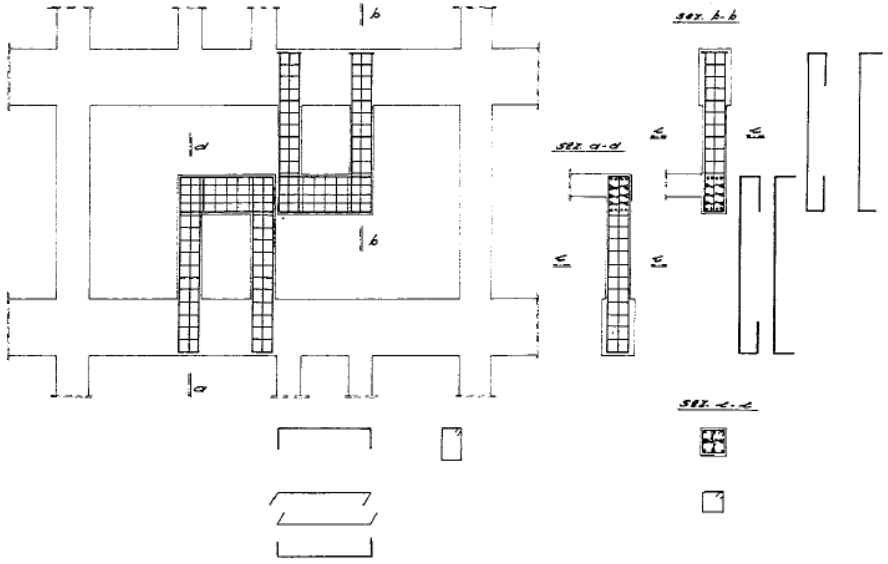
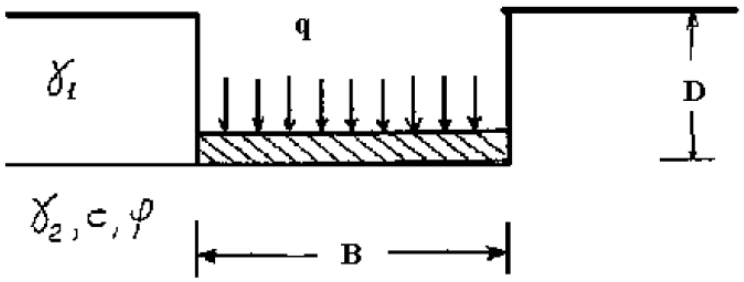


Fig. 8 Disposizione delle armature dei pilastrini

Fondazioni: plinti

$$\sigma_{lim} = N_q \cdot \gamma_1 \cdot D + N_c \cdot C + N_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot \frac{B}{2}$$



Schema per il calcolo del carico limite

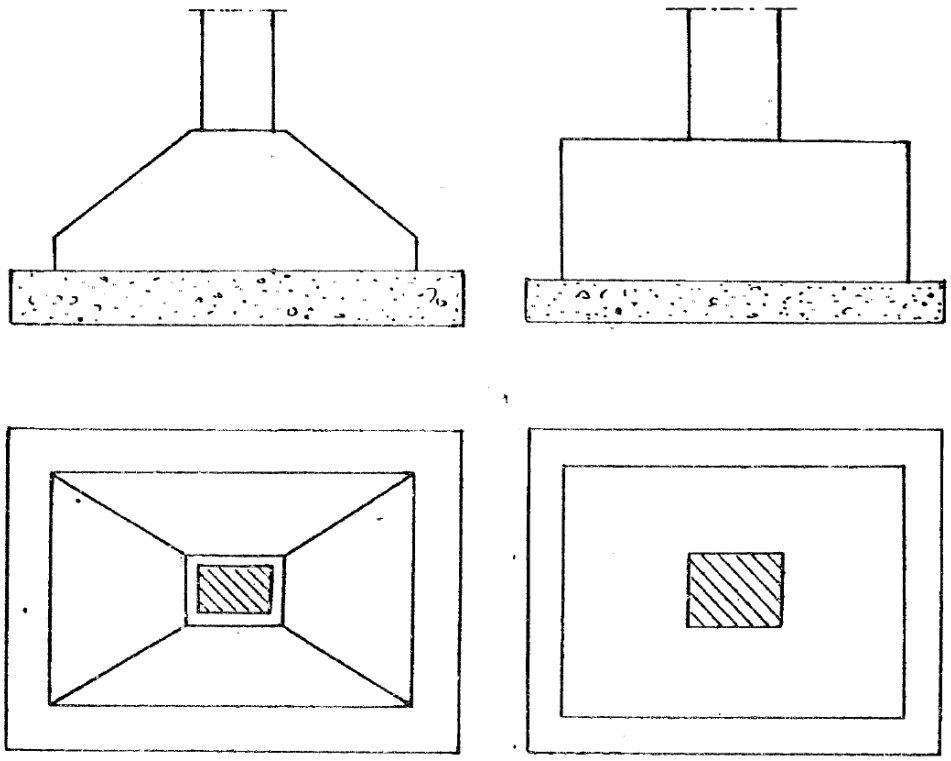
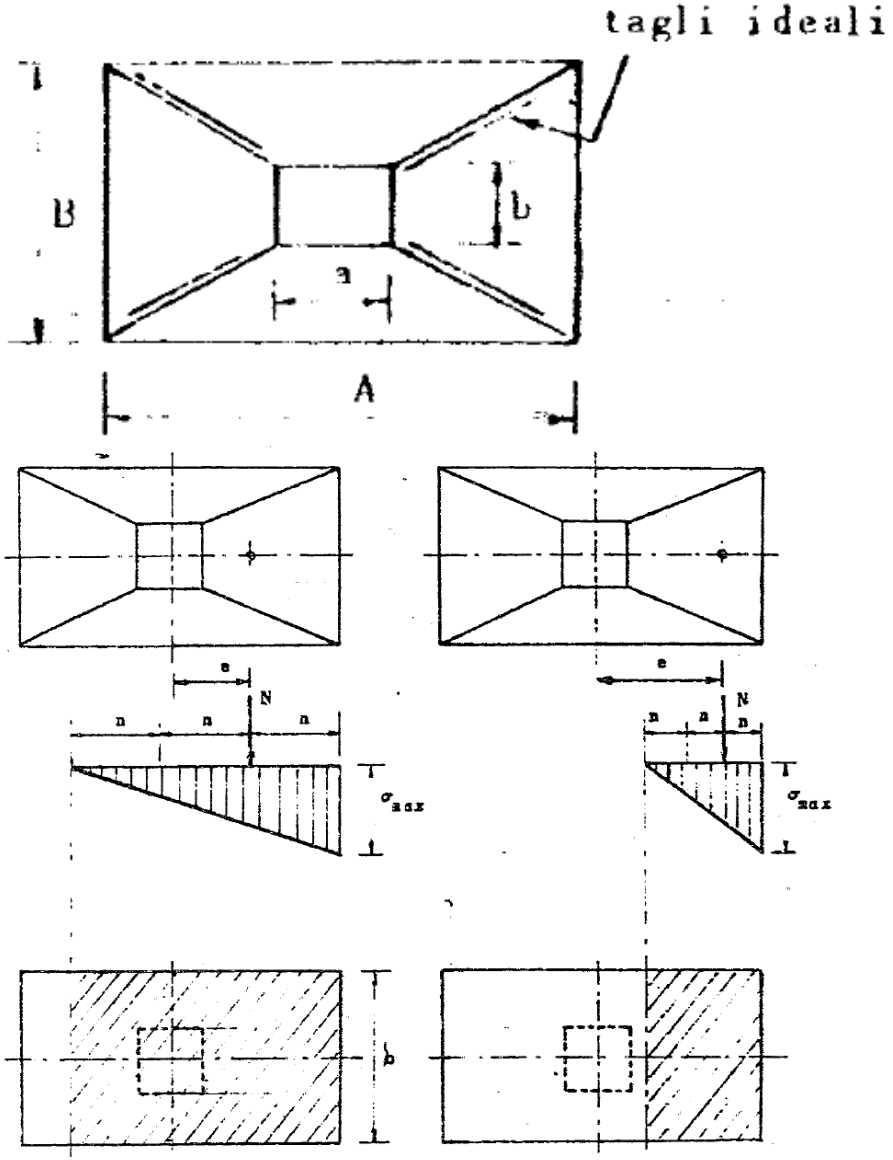


Fig. 7-1 - Due forme usuali per plinti isolati



La prova orale

Fondazioni: plinti

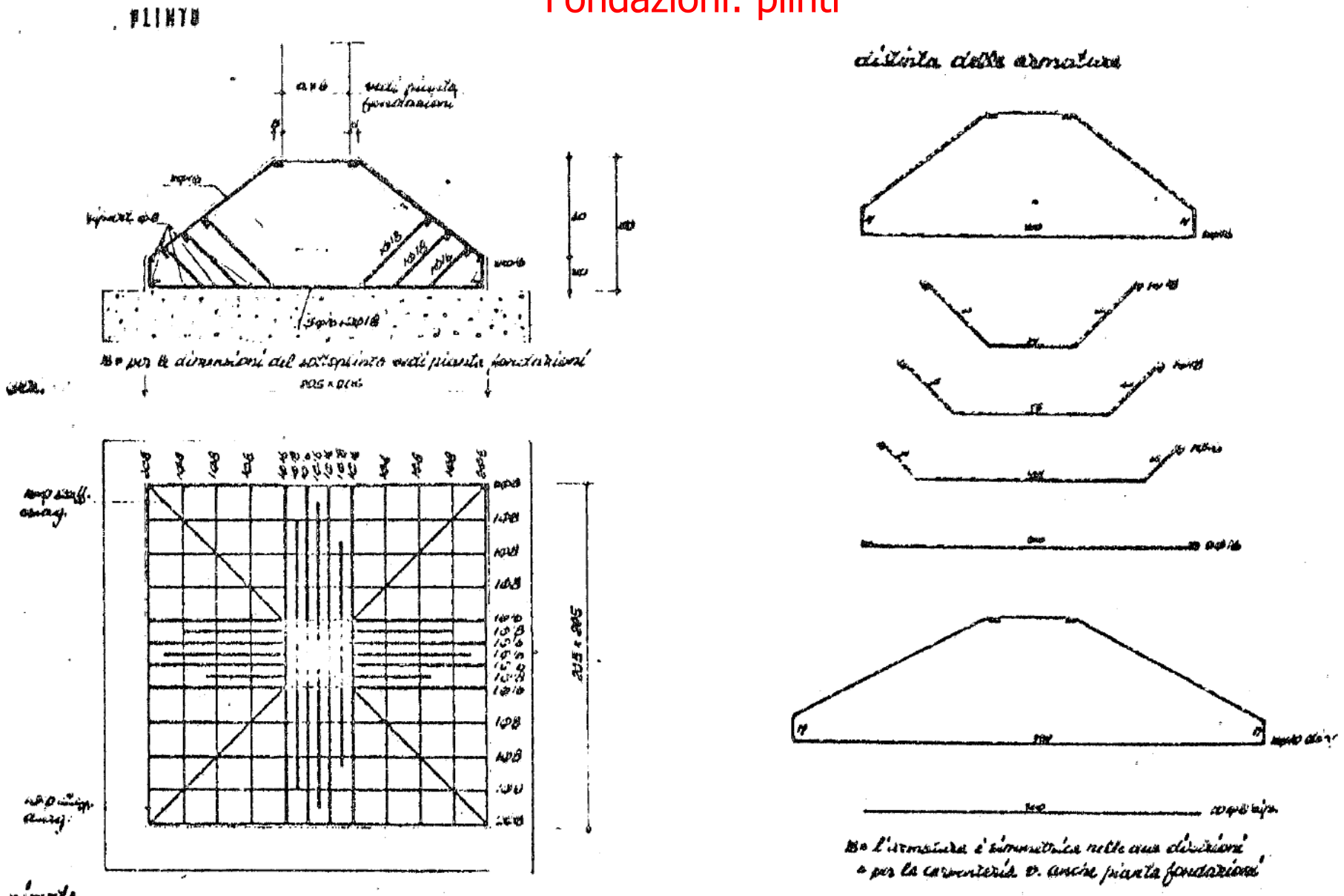


Fig. 7-2 b) Armatura di un plinto a forma di tronco di piramide

La prova orale

Fondazioni: plinti

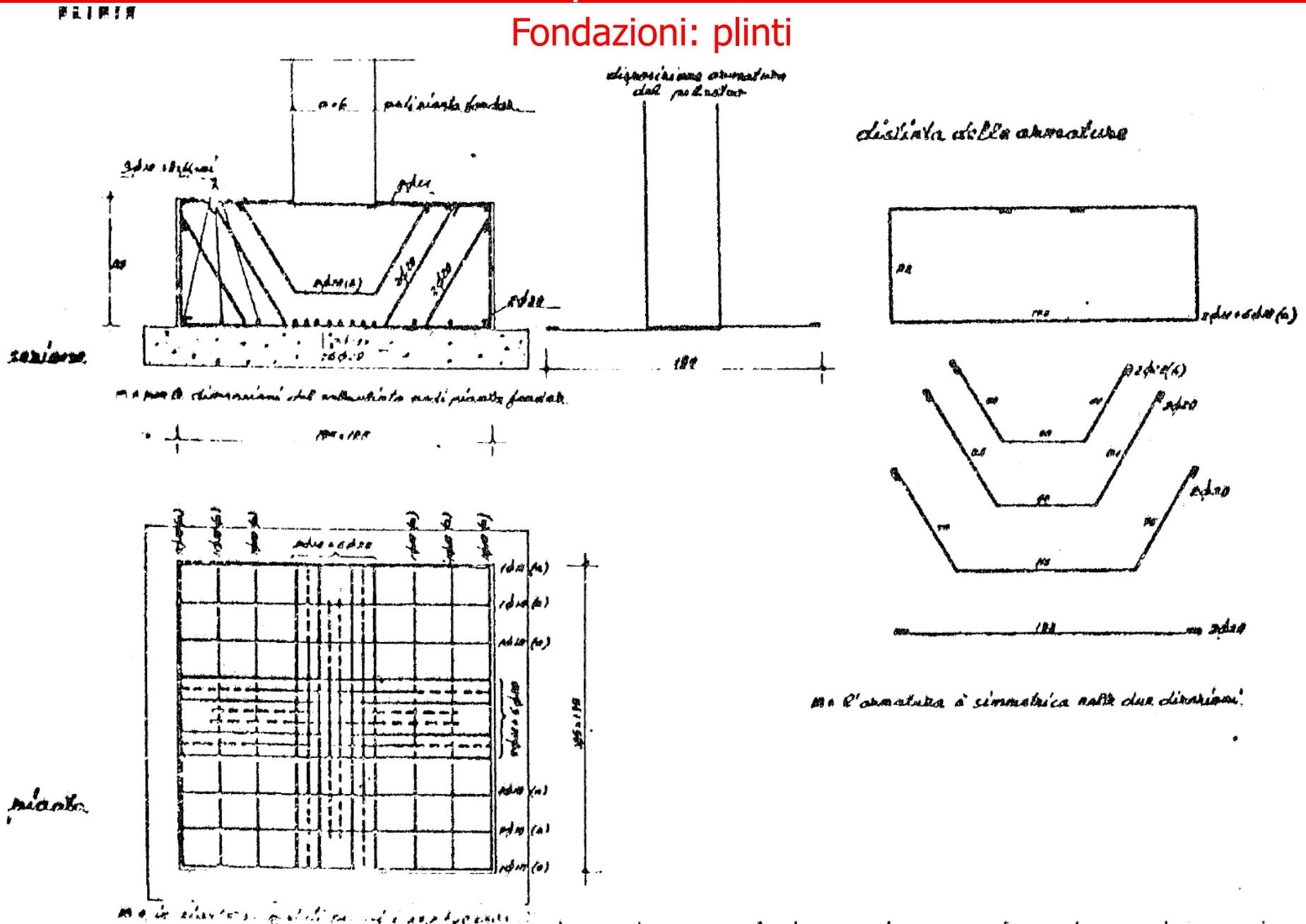
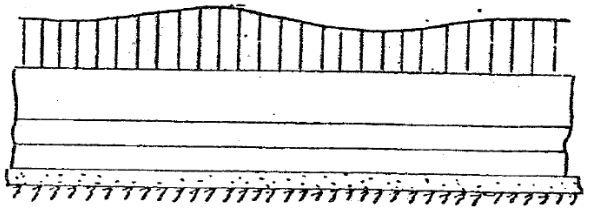


Figura 1 - Armatura di un plinto per fondazione diretta a forma di parallelepipedo

Fondazioni: trave rovescia



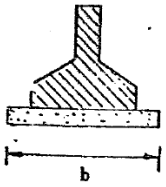


Fig. 7-11

$$y^{IV} + 4\lambda^4 y = 0 \quad (*)$$

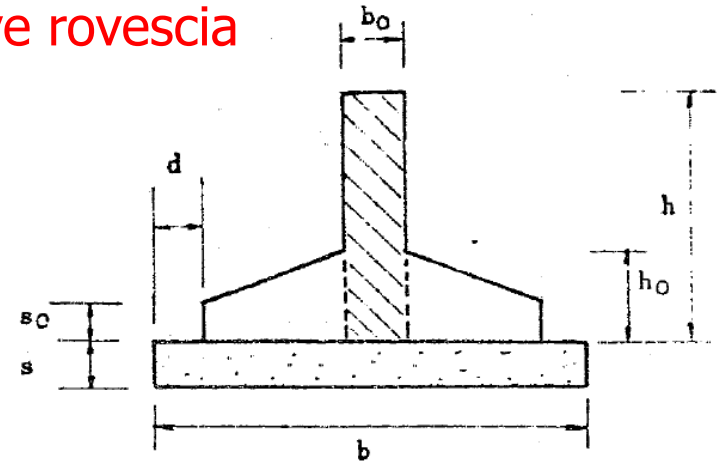
dove

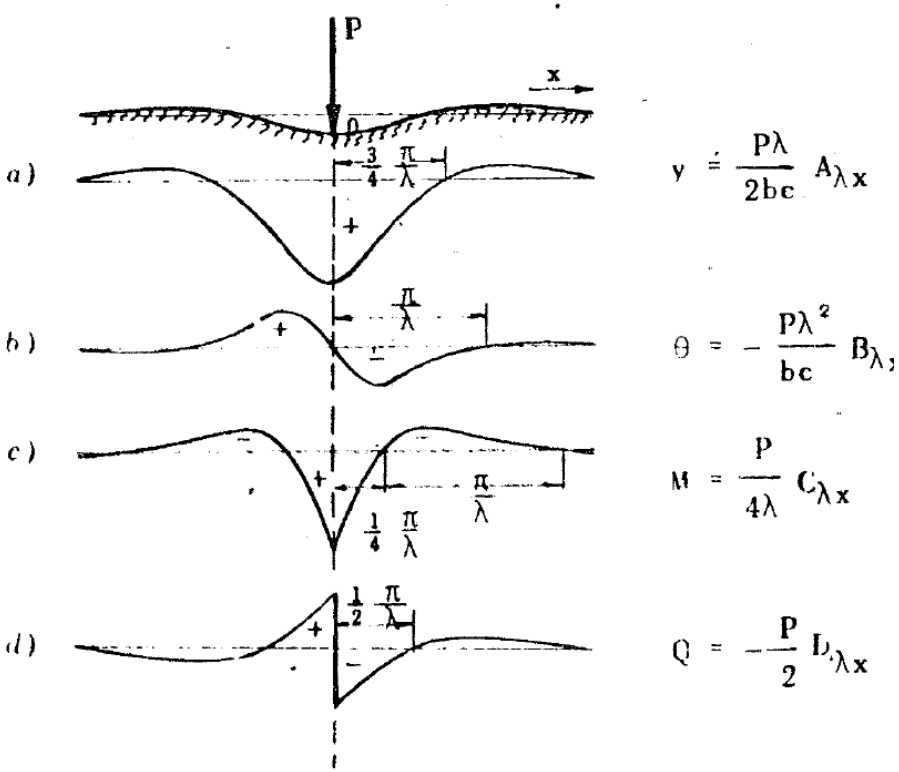
$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{c \cdot b}{4 \cdot EJ}}$$

Tra i vari casi di carico si utilizzano piu' frequentemente quelli riportati in figura 7-12 e 7-13 con una forza concentrata (**) ed un momento concentrato.

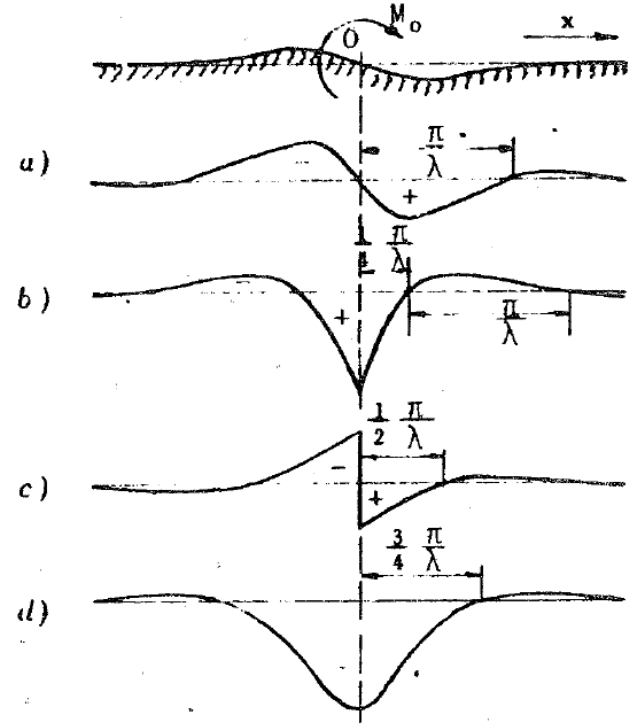
(*) La soluzione generale della omogenea associata e' fornita dalla relazione:

$$y = e^{-\lambda x}(C_1 \operatorname{sen} \lambda x + C_2 \cos \lambda x) + e^{\lambda x}(C_3 \operatorname{sen} \lambda x + C_4 \cos \lambda x)$$





Fondazioni: trave rovescia

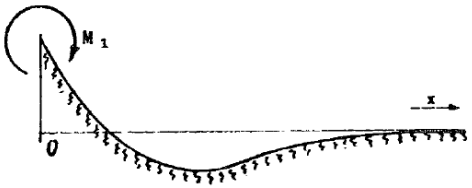


$$y = \frac{M_0 \lambda^2}{bc} B_{\lambda x}$$

$$\theta = \frac{M_0 \lambda^3}{bc} C_{\lambda x}$$

$$M = \frac{M_0}{2} D_{\lambda x}$$

$$Q = -\frac{M_0 \lambda}{2} A_{\lambda x}$$

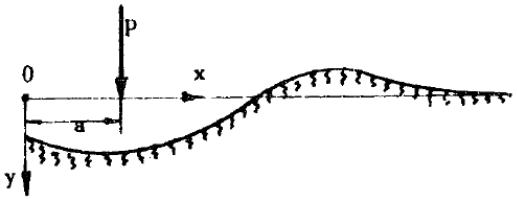


$$y = -\frac{2M_1 \lambda^2}{bc} C_{\lambda x}$$

$$\theta = \frac{4M_1 \lambda^3}{bc} D_{\lambda x}$$

$$M = M_1 A_{\lambda x}$$

$$Q = -2M_1 \lambda B_{\lambda x}$$



$$y = -\frac{P\lambda}{2bc}\left[(C_{\lambda a} + 2D_{\lambda a}) A_{\lambda x} - 2(C_{\lambda a} + D_{\lambda a}) B_{\lambda x} + A_{\lambda|a-x|}\right]$$

$$\theta = -\frac{P\lambda^2}{bc}\left(\alpha B_{\lambda x} + \beta C_{\lambda x} \pm B_{\lambda|a-x|}\right)$$

$$M = \frac{P}{4\lambda}\left(\alpha C_{\lambda x} - 2\beta D_{\lambda x} + C_{\lambda|a-x|}\right)$$

$$Q = -\frac{P}{2}\left(\alpha D_{\lambda x} - \beta A_{\lambda x} \pm D_{\lambda|a-x|}\right)$$

$$y = \frac{2P_1 \lambda}{bc} D_{\lambda x}$$

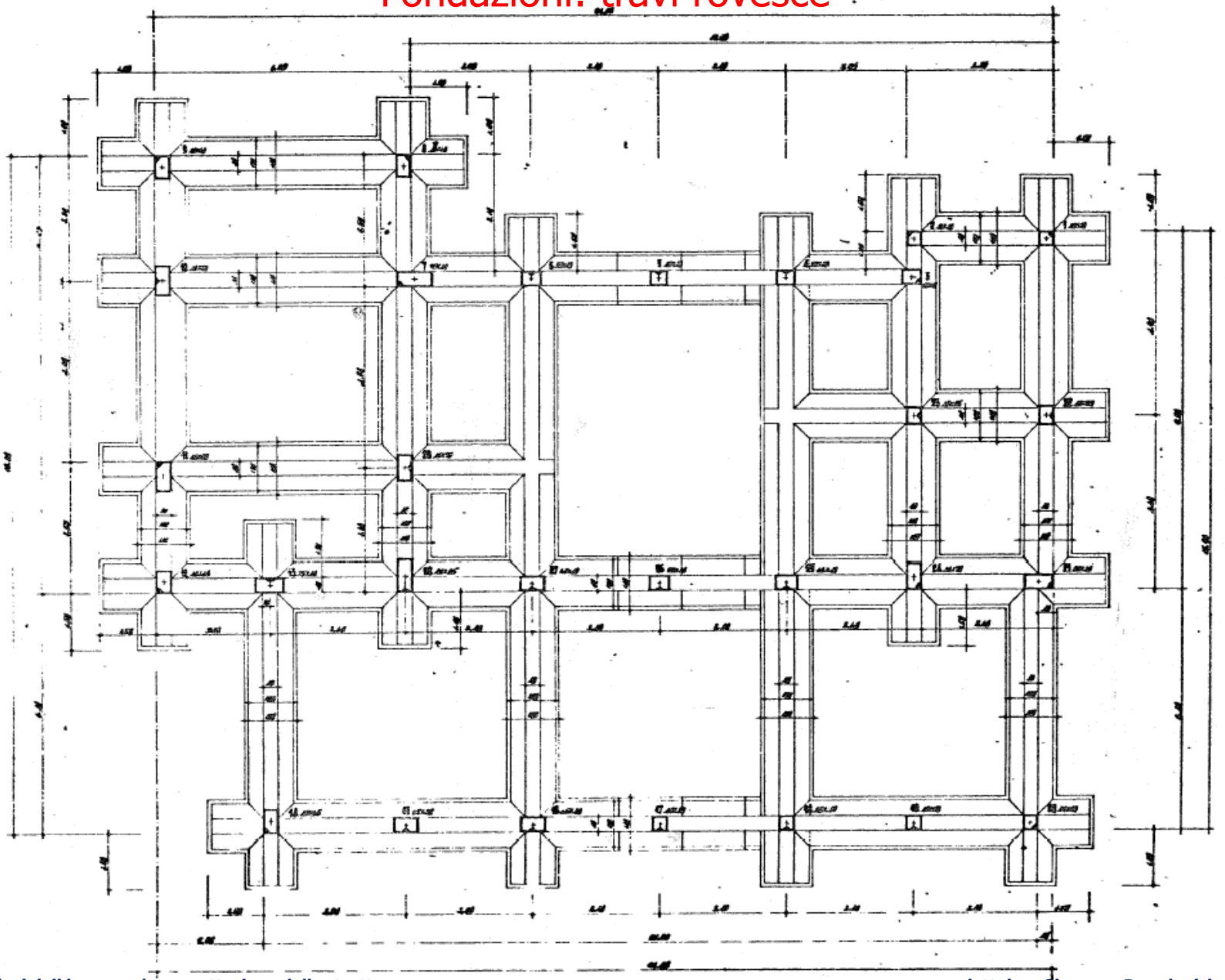
$$\theta = -\frac{2P_1 \lambda^2}{bc} A_{\lambda x}$$

$$M = -\frac{P_1}{\lambda} B_{\lambda x}$$

$$Q = -P_1 C_{\lambda x}$$

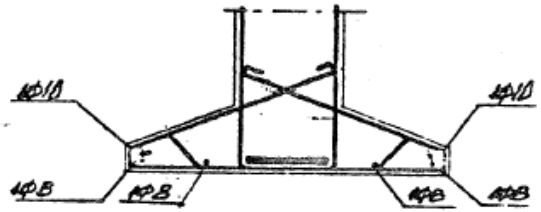
La prova orale

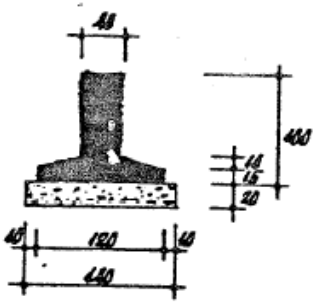
Fondazioni: travi rovesce



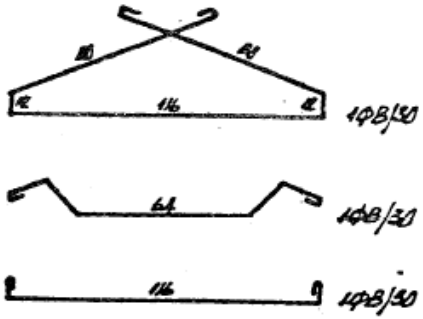
La prova orale

Fondazioni: travi rovesce





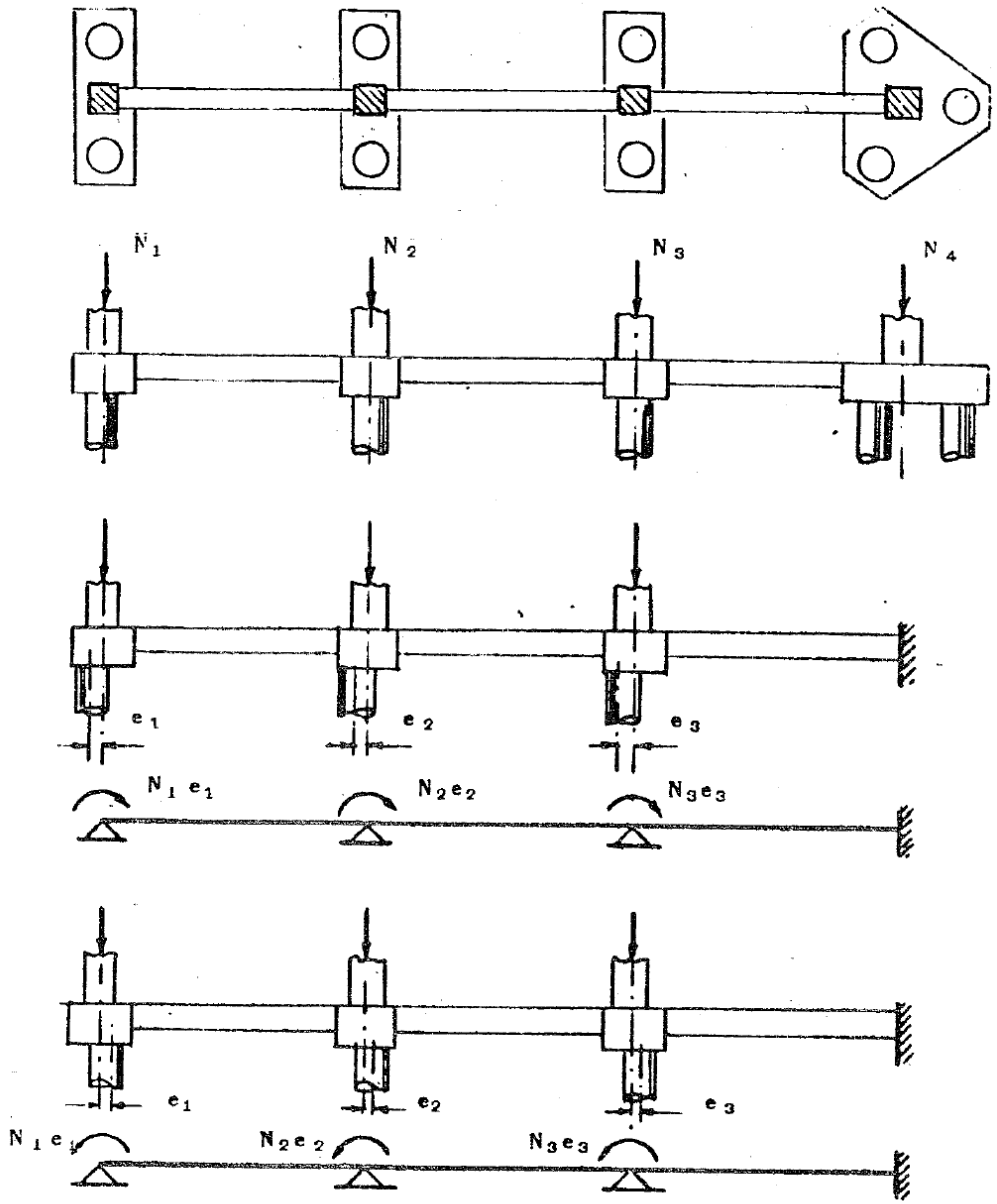
sezione tipo trave rovescia

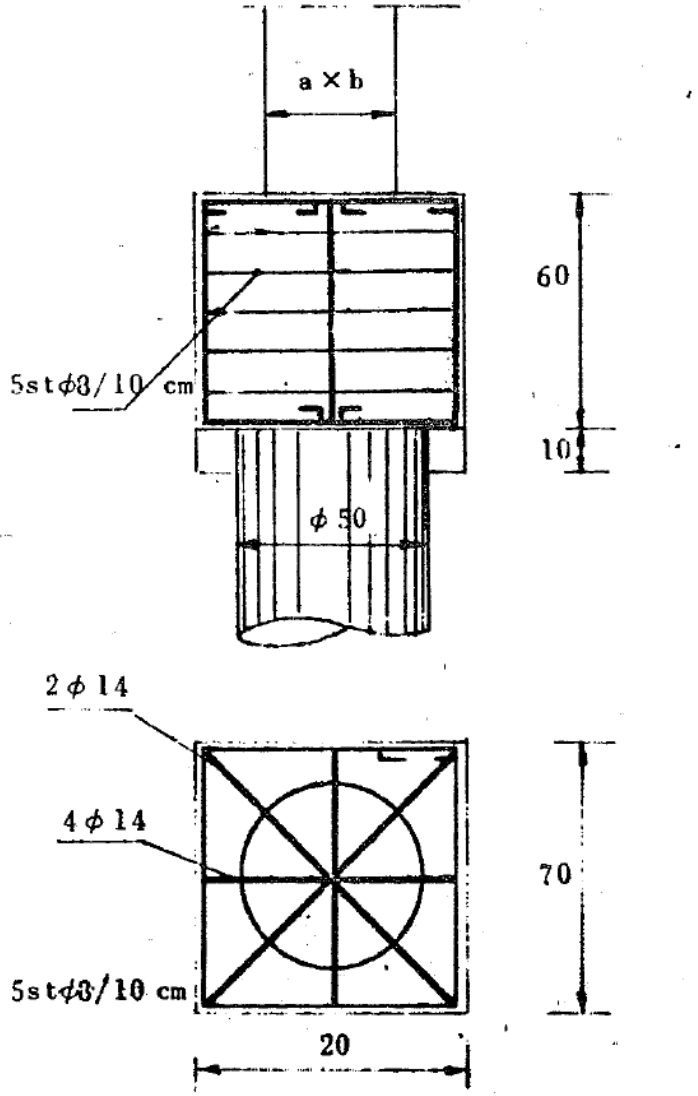


armatura della suola

La prova orale

Fondazioni: plinti su pali

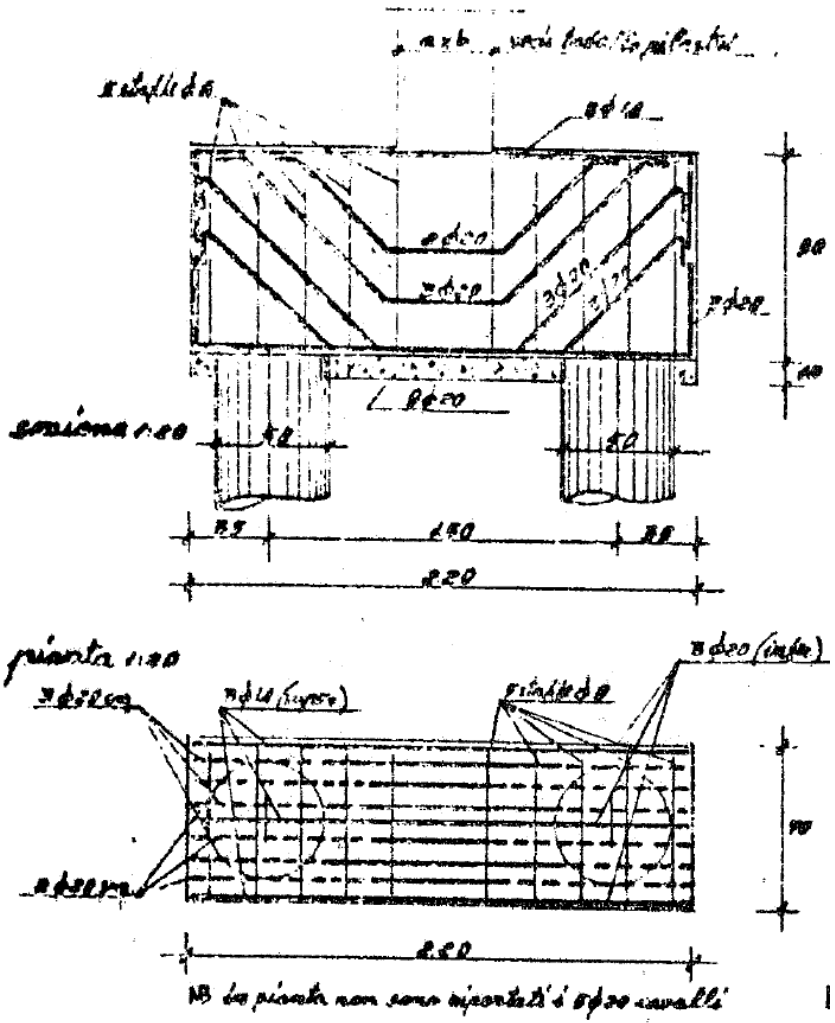


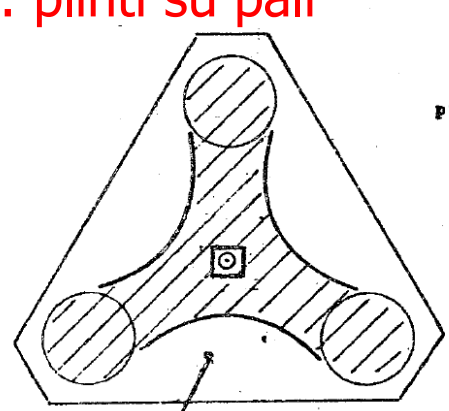


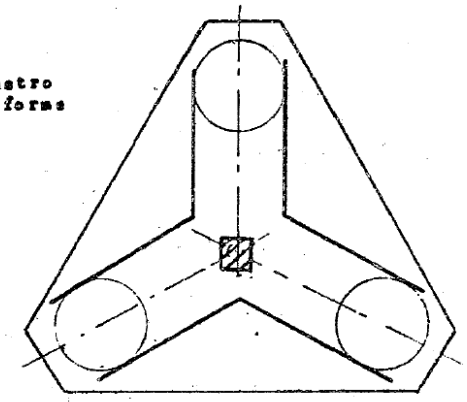
Stralciato da un pr

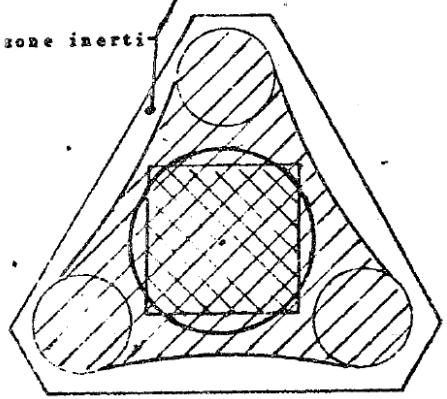
La prova orale

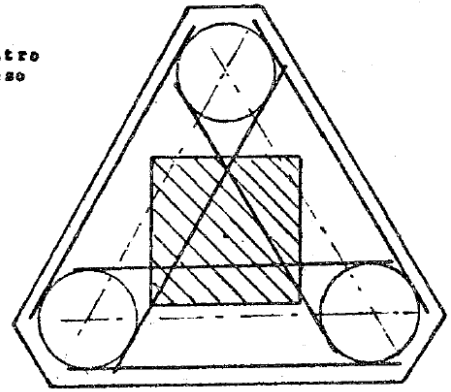
Fondazioni: plinti su pali

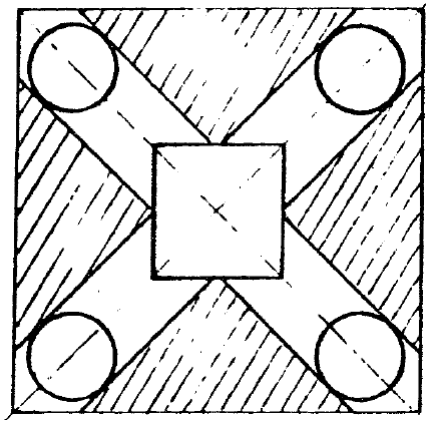




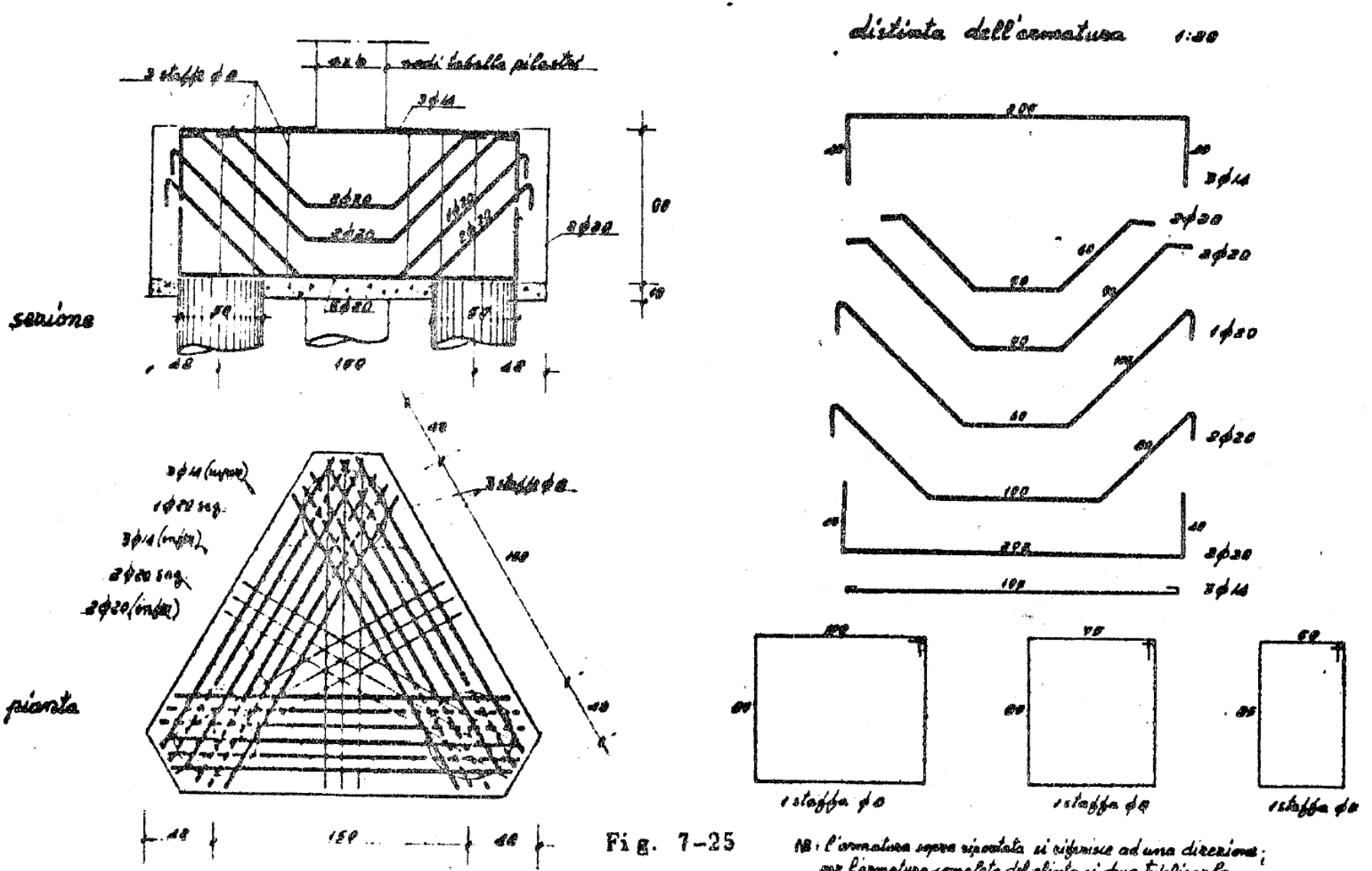








Fondazioni: plinti su pali



Fondazioni: plinti su pali

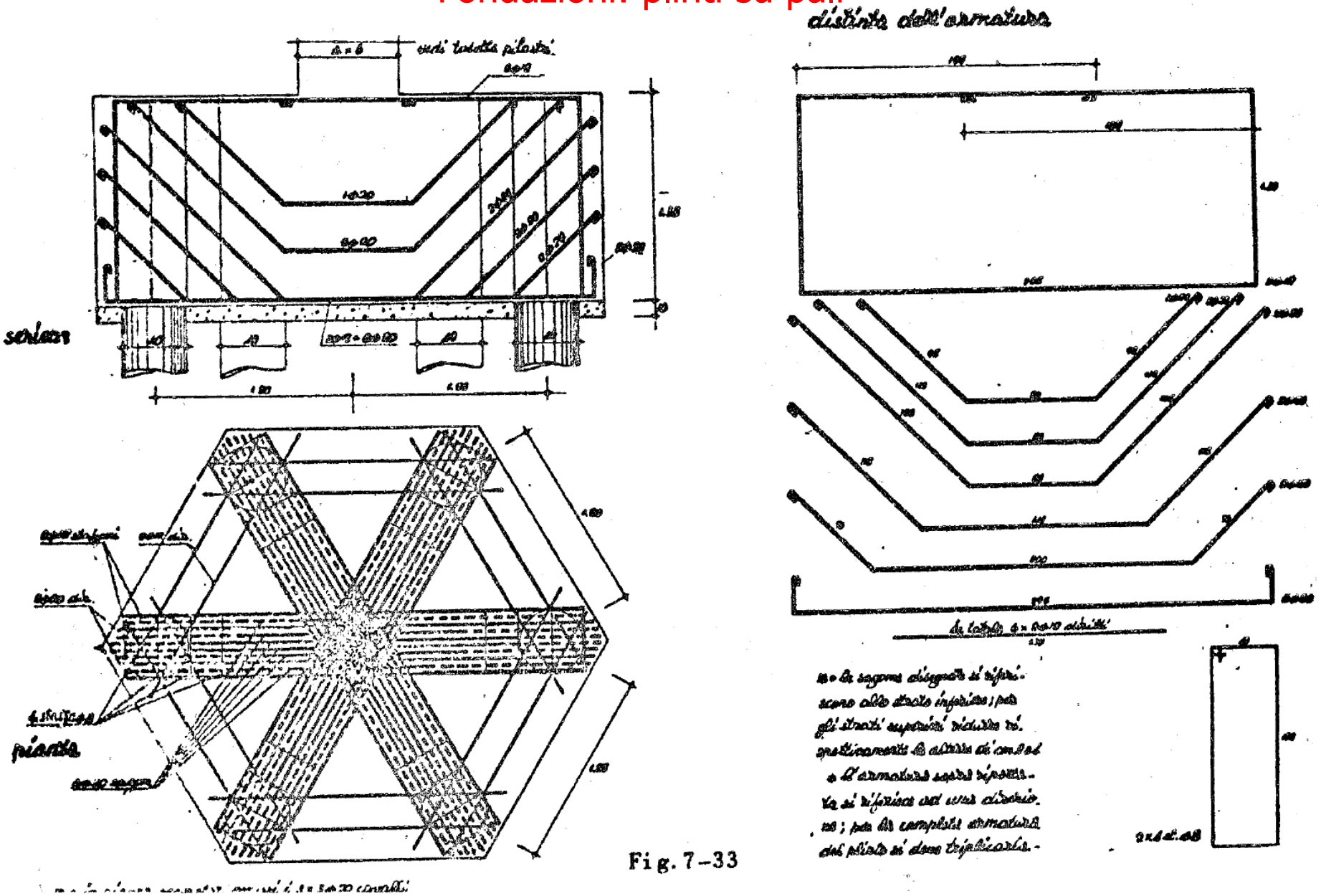
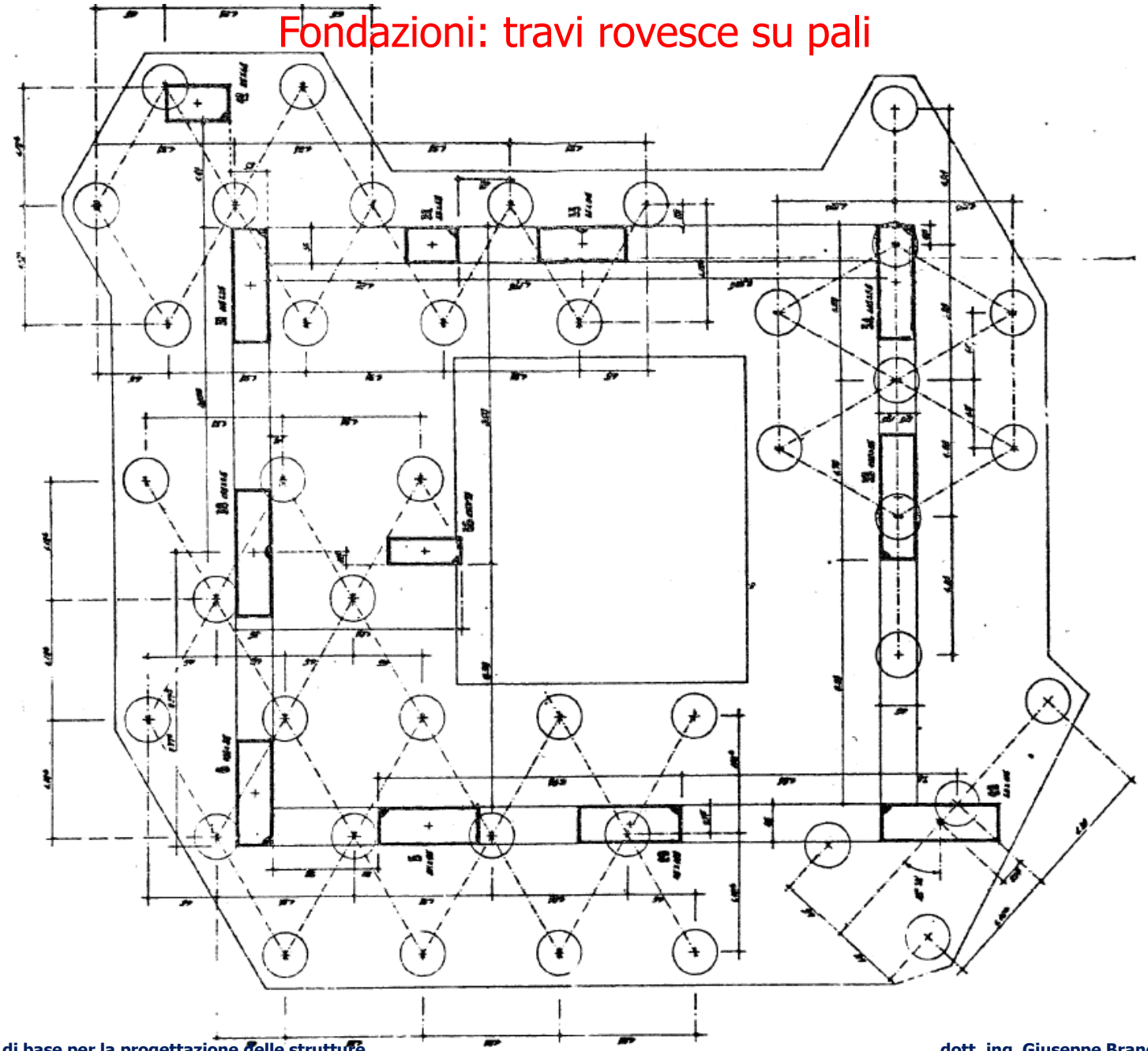


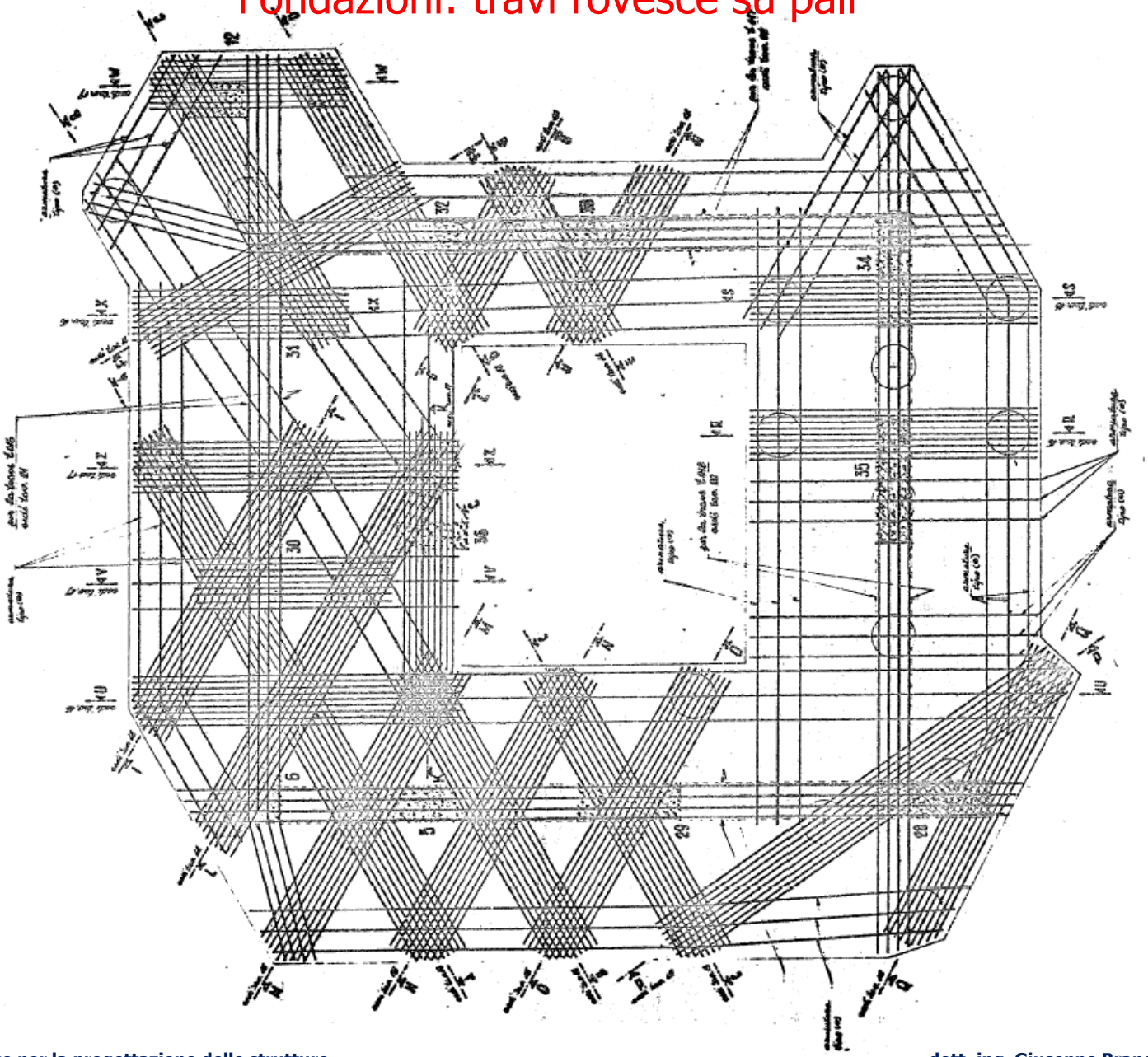
Fig. 7–33

Fondazioni: travi rovesce su pali



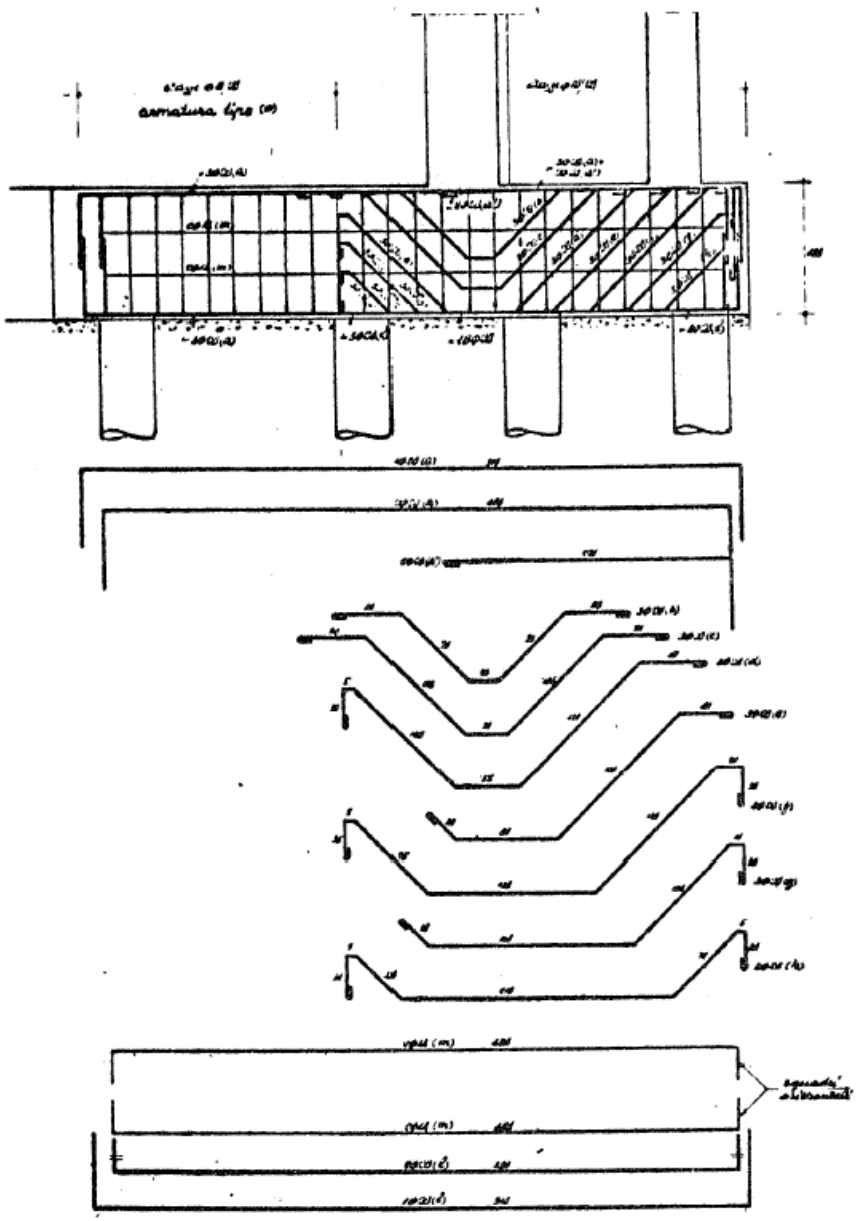
La prova orale

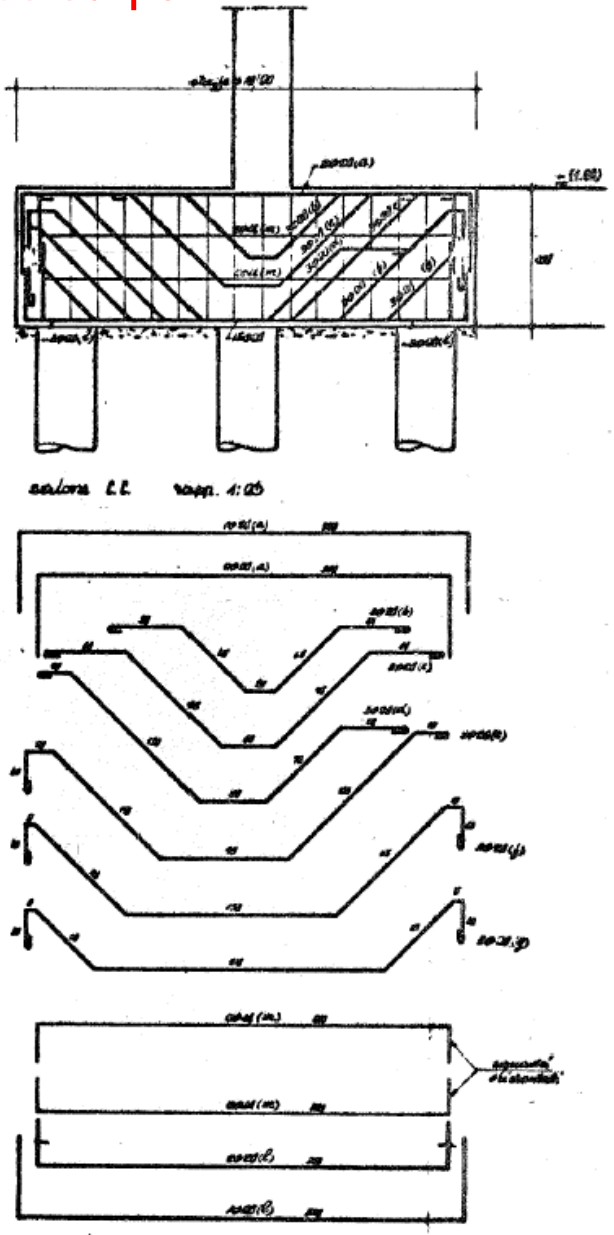
Fondazioni: travi rovesce su pali



La prova orale

Fondazioni: travi rovesce su pali





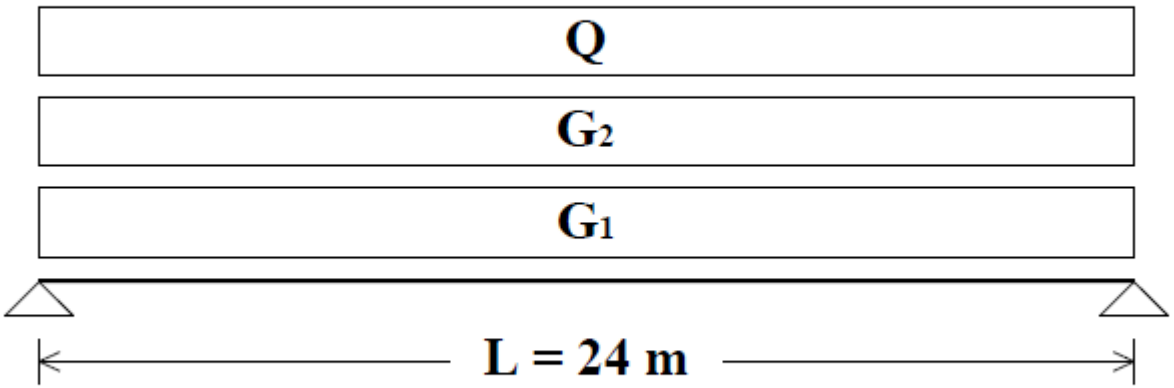
Progetto e Verifica elementi in c.a.p.

La prova orale

1) ASSEGNO

TRAVE IN C.A.P. a CAVI SCORREVOLI (modello di studio riportato in *figura 1*)

(figura 1)



i = 8 m (interasse travi)

$G_2' = 2.6$ kN/m² (peso del solaio di copertura) $\quad G_2 = G_2' * i = 2.6 * 8 = 20.8$ kN/m

$Q' = 1$ kN/m² $\quad Q = Q' * i = 1 * 8 = 8$ kN/m

RIFERIMENTO NORMATIVO

D. M. 14 – 01 – 2008

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo C 32/40

Acciaio (armatura ordinaria) B450C

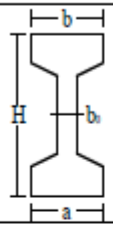
Acciaio (trefoli) – § 11.3.3.2 NTC '08

2) CARATTERISTICHE DELLA TRAVE

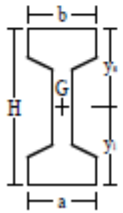
Si assume $H = \frac{L}{15} = \frac{24}{15} = 1.6$ m ⟶ dal **SAGOMARIO RDB** si adotta una sezione:

Trave API 155 / 55 (con caratteristiche geometriche riportate in *figura 2*)

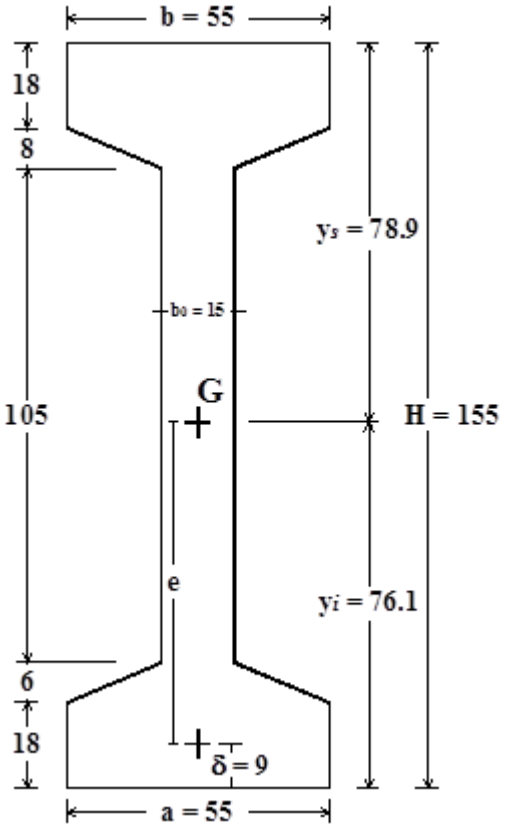
- **DAL SAGOMARIO RIPORTATO IN ALLEGATO 1 si ha:** (N.B.: si assume il P.P. costante lungo la trave, trascurando quindi la variazione di sezione agli appoggi)



TRAVI PRECOMPRESSE AUTOPORTANTI	
TIPO 155 / 55	ALTEZZA H = 155 cm
a = b = 55 cm	b_0 = 15 cm
PESO PROPRIO DELLA SEZIONE CORRENTE (G_1 = P.P.) 10.10 kN/m	
AREA IDEALE A_{id} = 4223 cm²	
MOMENTO di INERZIA BARICENTRICO I = 13182330 cm⁴	
MOMENTO STATICO S = 106375 cm³	



MODULI RESISTENTI	
W_s = 167098 cm³	W_i = 173200 cm³
$y_s = \frac{I}{W_s} = 78.90$ cm	$y_i = \frac{I}{W_i} = 76.10$ cm
$H = y_s + y_i = 155$ cm	
$e = y_i - \delta = 76.10 - 9 = 67.10$ cm	



3) COMBINAZIONE DELLE AZIONI (§ 2.5.3 NTC '08)

- S.L.U. : $q_d = \gamma G_1 + \gamma G_2 * G_2 + \gamma Q * Q + \gamma P * P = 1.3 * G_1 + 1.5 * G_2 + 1.5 * Q + 1.0 * P =$
  $1.3 * 10.10 + 1.5 * (20.8 + 8) + 1.0 * P =$ **56.33 kN/m + P** (§ 2.6.1 NTC '08 $\gamma P = 1.0$)
- **RARA :** $q_d = G_1 + G_2 + Q + P = 10.10 + 20.8 + 8 + P =$ **38.9 kN/m + P**
- **QUASI PERMANENTE :** $q_d = G_1 + G_2 + \Psi_2 * Q + P =$ ($\Psi_2 = 0.8$ per magazzini e ambienti industriali) $= 10.10 + 20.8 + 0.8 * 8 + P =$ **37.3 kN/m + P**

4) CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

- **Cls: C 32/40** (Rck = 40 MPa a 28 gg)
- **ACCIAIO da PRECOMPRESSIONE (trefoli)** (§ 11.3.3.2 NTC '08)
  $f_{ptk} = 1860$ MPa
  $f_{p(1)k} = 1670$ MPa
- **ACCIAIO da ARMATURA ORDINARIA B450C**

$$f_{yk} = 450 \text{ MPa} \longrightarrow f_{yd} = \frac{450}{\gamma_s = 1.15} = 391.30 \text{ MPa}$$

5) TENSIONI LIMITE DEI MATERIALI

Calcestruzzo

- **in Esercizio (§ 4.1.8.1.2 NTC '08)**

COMBINAZIONE RARA: $K_{1,max} = 0.6 * f_{ck} = 0.6 * 32 = 19.2$ MPa

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE: $K_{1,max} = 0.45 * f_{ck} = 0.45 * 32 = 14.4$ MPa

$$K_{1,min} = \frac{f_{ctm}}{1.2} = 0.3 * \frac{f_{ck}^{2/3}}{1.2} = 2.55 \text{ MPa}$$

- **al Tiro**

$K_{0,max} = 0.70 * f_{ckj} = 0.7 * 32 = 22.4$ MPa

$K_{0,min} = f_{ctmj} = 0.3 * f_{ckj}^{2/3} = 0.3 * 32 = 3.06$ MPa

Zona di ancoraggio $K_{0,max} = 0.90 * f_{ckj} = 0.9 * 32 = 28.80$ MPa

Acciaio Precompresso (armatura post-tesa):

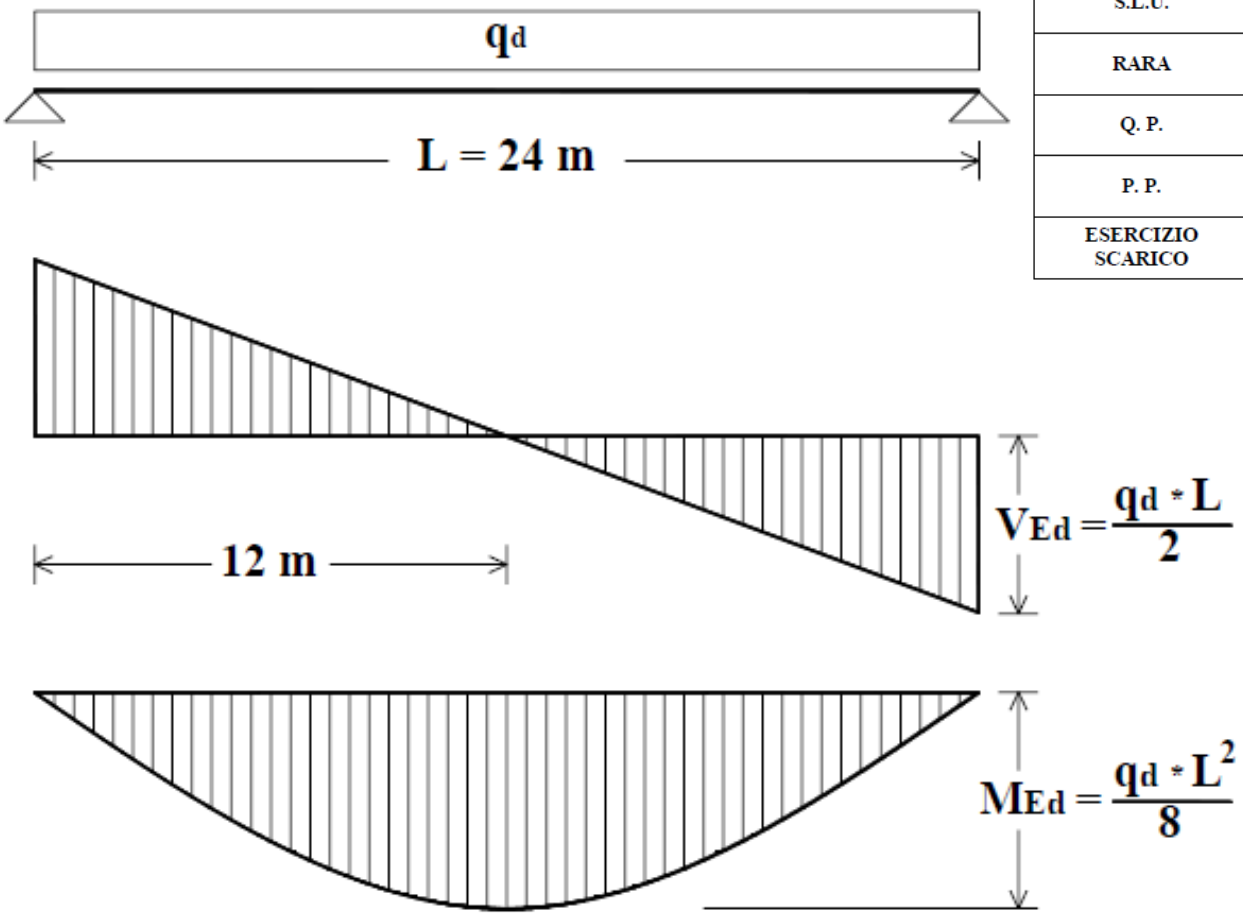
- **in Esercizio:** $\sigma_{spi} < 0.8 * f_{p(1)k} = 0.8 * 1670 = 1336$ MPa

- **al Tiro:** $\sigma_{spi} <$ $\begin{cases} 0.85 * f_{p(1)k} = 0.85 * 1670 = 1419 \text{ MPa} \\ 0.75 * f_{ptk} = 0.75 * 1860 = 1395 \text{ MPa} \end{cases}$

6) AZIONI DI PROGETTO INDOTTE DAI CARICHI ESTERNI G_1, G_2, Q

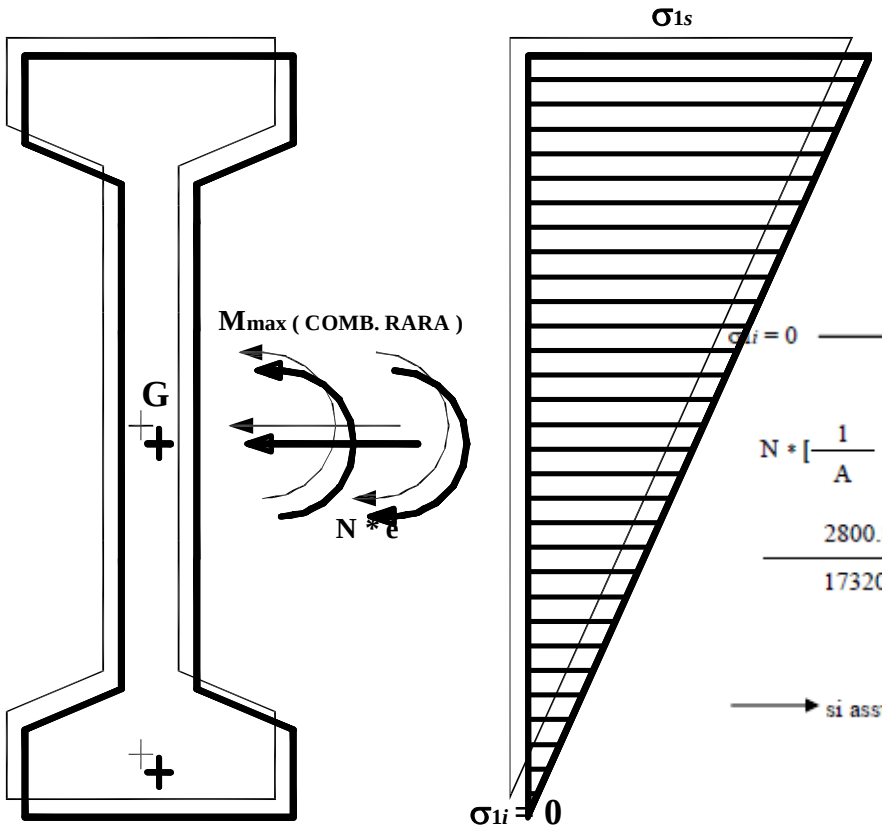
(figura 3 - schema statico oggetto di studio *)*

COMBINAZIONE	q_d [kN/m]	M_{Ed} [kNm]	V_{Ed} [kN]
S.L.U.	56.33	4055.76	675.96
RARA	38.9	2800.80	466.8
Q. P.	37.3	2685.60	447.6
P. P.	10.10	727.20	121.20
ESERCIZIO SCARICO	$G_1 + G_2 = 30.90$	2224.8	370.8



7) DETERMINAZIONE DELLO SFORZO DI PRECOMPRESSIONE IN ESERCIZIO (N)

Assumendo in esercizio assenza di trazione si ha (si veda *figura 4*):



$$\sigma_{1i} = 0 \longrightarrow -\frac{N}{A} - \frac{N * e - M_{max}}{W_i} = 0 \longrightarrow$$

$$N * \left[\frac{1}{A} + \frac{e}{W_i}\right] = \frac{M_{max}}{W_i} \longrightarrow N = \frac{M_{max}}{W_i} * \frac{1}{(1/A + e/W_i)} \longrightarrow$$

$$\frac{2800.80 * 10^6}{173200 * 10^3} * \frac{1}{\left(\frac{1}{4223 * 10^2} + \frac{671}{173200 * 10^3}\right)} = 2590610.85 \text{ N}$$

$\longrightarrow$ si assume pertanto uno sforzo **N = 2600 kN**

8) DETERMINAZIONE DELLO SFORZO DI PRECOMPRESSIONE AL TIRO (N_0)

Cadute di tensione del 20% rispetto ad N_0 : $\frac{N_0 - N}{N_0} = \frac{\beta N - N}{\beta N} = \frac{\beta - 1}{\beta} \longrightarrow$

$0.20 * \beta = \beta - 1 \longrightarrow \beta = 1.25 \longrightarrow$ **$N_0 = \beta * N = 1.25 * 2600 = 3250$ kN**

9) VERIFICHE DELLA SEZIONE AL TIRO E IN ESERCIZIO

N.B.: si assume $A_0 = A_i$ $I_0 = I_1$ $W_0 = W_1$ (tale approssimazione è in linea con l'ipotesi fatta su β)

FASE DI TIRO

$$\sigma_{0s} = -\frac{N_0}{A} + \frac{N_0 * e}{W_s} - \frac{M_{min}}{W_s} = \frac{-3250 * 10^3\,[N]}{4223 * 10^2\,[mm^2]} + \frac{(3250 * 10^3 * 671) - (727.20 * 10^6)}{167098 * 10^3}$$

$$\sigma_{0s} = -7.70 + \frac{1453550}{167098} = +0.998\ \text{MPa} < K_{0,min} = +3.06\ \text{MPa}$$

VERIFICATO

$$\sigma_{0i} = -\frac{N_0}{A} - \frac{N_0 * e}{W_i} + \frac{M_{min}}{W_i} = \frac{-3250 * 10^3\,[N]}{4223 * 10^2\,[mm^2]} - \frac{(3250 * 10^3 * 671) - (727.20 * 10^6)}{173200 * 10^3}$$

$$\sigma_{0i} = -7.70 - \frac{1453550}{173200} = -16.09\ \text{MPa} < |K_{0,max}| = +22.40\ \text{MPa}$$

ESERCIZIO (COMBINAZIONE RARA)

$$\sigma_{1s} = -\frac{N}{A} + \frac{N * e - M_{max}}{W_s} = \frac{-2600 * 10^3\,[N]}{4223 * 10^2\,[mm^2]} + \frac{(2600 * 10^3 * 671) - (2800.80 * 10^6)}{167098 * 10^3}$$

$$\sigma_{1s} = -6.16 + \frac{-1056200}{167098} = -12.48\ \text{MPa} < K_{1,max} = -19.2\ \text{MPa}$$

corrisponde ad un tasso di lavoro del 65 % - VERIFICATO

$$\sigma_{1i} = -\frac{N}{A} - \frac{N * e - M_{max}}{W_i} = \frac{-2600 * 10^3\,[N]}{4223 * 10^2\,[mm^2]} - \frac{(2600 * 10^3 * 671) - (2800.80 * 10^6)}{173200 * 10^3}$$

$$\sigma_{1i} = -6.16 - \frac{-1056200}{173200} = -0.06\ \text{MPa}\ \text{sezione compressa}$$

VERIFICATO

ESERCIZIO (COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE)

$$\sigma_{1s} = -\frac{N}{A} + \frac{N * e - M_{max}}{W_s} = \frac{-2600 * 10^3\,[N]}{4223 * 10^2\,[mm^2]} + \frac{(2600 * 10^3 * 671) - (2685.60 * 10^6)}{167098 * 10^3}$$

$$\sigma_{1s} = -6.16 + \frac{-941000}{167098} = -6.16 - 5.63 = \mathbf{-11.79\ MPa} < K_{0,max} = \mathbf{-14.40\ MPa}$$

VERIFICATO

$$\sigma_{1i} = -\frac{N}{A} - \frac{N * e - M_{max}}{W_i} = \frac{-2600 * 10^3\,[N]}{4223 * 10^2\,[mm^2]} - \frac{(2600 * 10^3 * 671) - (2685.60 * 10^6)}{173200 * 10^3}$$

$$\sigma_{1i} = -6.16 - \frac{-941000}{173200} = -6.16 + 5.43 = \mathbf{-0.73\ MPa}\ \text{sezione compressa}$$

VERIFICATO

VERIFICHE SODDISFATTE SIA AL TIRO CHE IN ESERCIZIO

10) SCELTA DEL CAVO

Lo sforzo normale di precompressione **N = 2600 KN** può essere ottenuto impiegando tre cavi **Tipo M5/12**

(riferimento *BREVETTO MORANDI* - si veda **ALLEGATO 2**)

	A_s [cm²]	N (σ_s = 10000 Kg/cm² = 1000 MPa)
M5/12	11.148	111480 Kg = 1114.80 kN

Pertanto:

N = 3 * 1114.80 = 3344.4 kN *(Portata massima in esercizio da Brevetto Morandi)*

A_s = 3 * 11.148 = 33.444 cm² = 3344.4 mm²

Posto **β = 1.25** la tensione al **TIRO** vale:

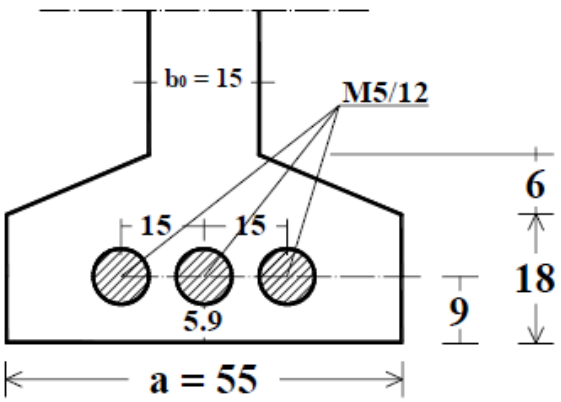
$$\sigma_{si} = \frac{\beta * N}{A_s} = \frac{1.25 * (3344.4 * 10^3)}{3344.4} = 1250 \text{ MPa} = 1.25 * 10^3 \text{ MPa}$$

σ_{si} = 1250 MPa <

- 0.85 * $f_{p(1)k}$ = 1419 MPa **corrisponde un tasso di lavoro dell' 88 %** — *VERIFICATO*
- 0.75 * f_{ptk} = 1395 MPa **corrisponde un tasso di lavoro del 90 %** — *VERIFICATO*

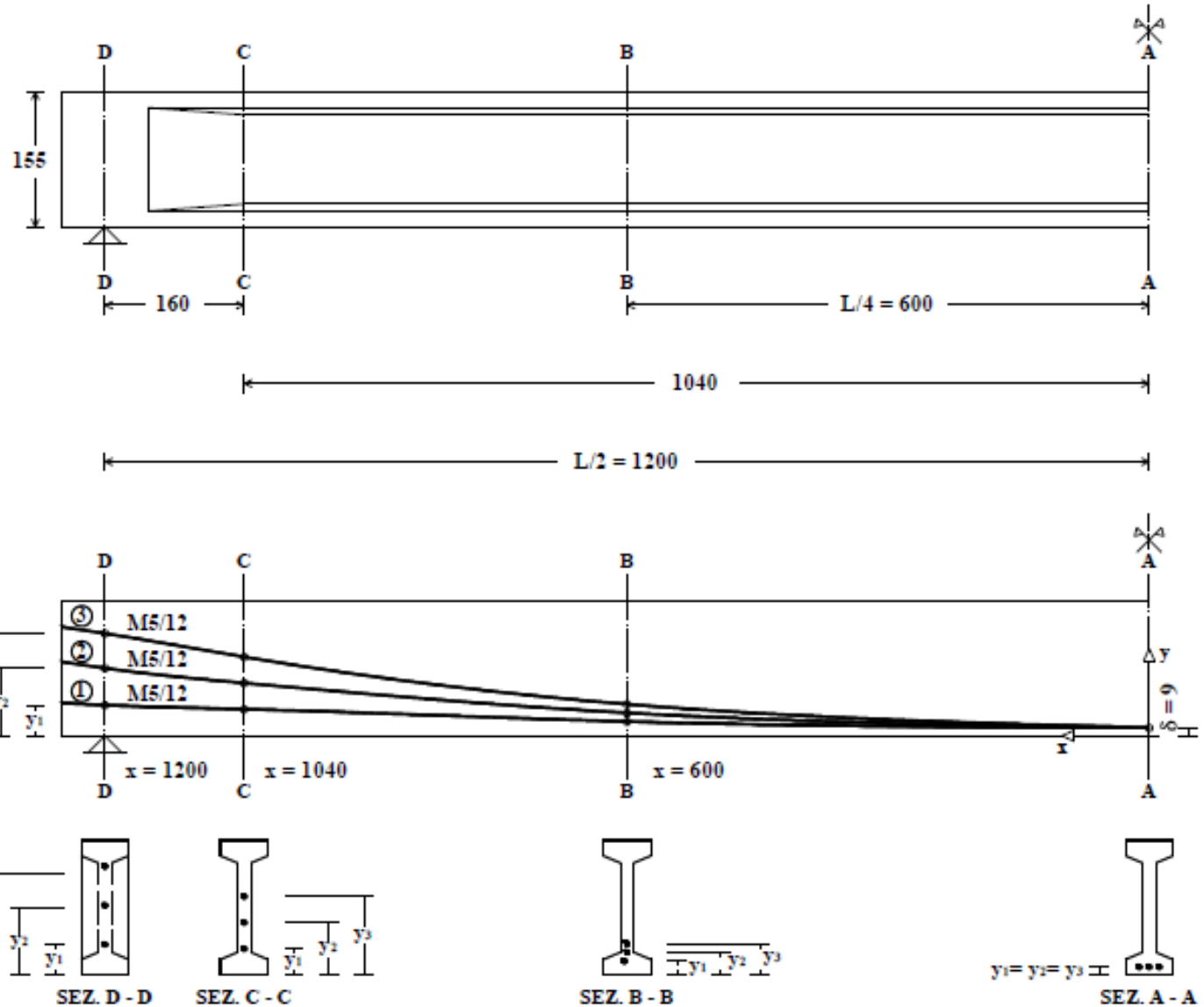
Si assume quindi **σ_{si} = 1250 Mpa**

Ingombro dei cavi nella sezione di mezzeria della trave



11) TRACCIATO DEI CAVI (Piano X – Y)

(figura 6 – tracciato dei cavi nel piano x – y *)*



Il tracciato dei cavi si può stabilire valutando le distanze "y_i" dal bordo inferiore della trave e gli angoli di inclinazione α_i del cavo rispetto all'orizzontale.

In particolare si fa riferimento alle quattro sezioni in *figura 6 :*

SEZ. A – A ⟶ in mezzeria

SEZ. B – B ⟶ ad L/4

SEZ. C – C ⟶ in corrispondenza dell'inizio del raccordo

SEZ. D – D ⟶ in corrispondenza dell'appoggio

- **SEZIONE A- A**

$y_1 = y_2 = y_3 = \delta = 9\ cm$

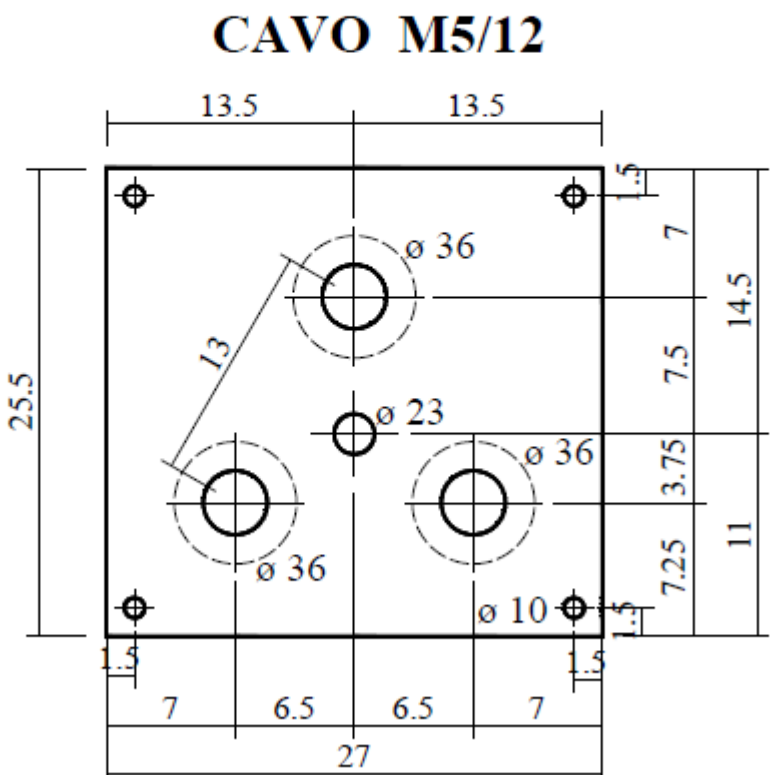
CAVO	Tipo	y_i [cm]	A_s [cm²]	$y_i * A_s$ [cm³]
1	M5/12	9	11.148	100.332
2	M5/12	9	11.148	100.332
3	M5/12	9	11.148	100.332
			$\Sigma A_{si} = 33.444$	**$\Sigma A_{si} * y_i = 300.996$**

POSIZIONE BARICENTRO CAVI

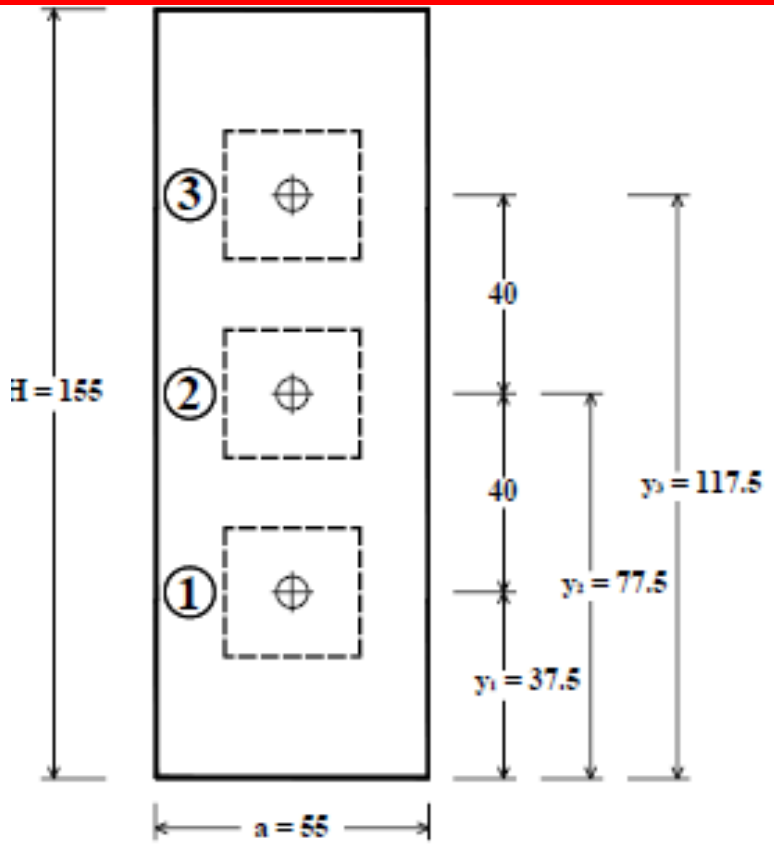
$$y_G = \frac{\Sigma A_{si} * y_i}{\Sigma A_{si}} = \frac{300.996}{33.444} = 9\ cm$$

Considerando l'ingombro delle piastre di ancoraggio (indicate nel brevetto Morandi) si ha:

(figura 7 – dettaglio piastra di ancoraggio - **SI VEDA L'ALLEGATO GRAFICO 4** *)*



Fissando un interasse di 40 cm tra i baricentri dei cavi, in corrispondenza della **SEZ. D – D** si ha:



CAVO	y_i [cm]	A_s [cm²]	$y_i * A_s$ [cm³]
1	37.5	11.148	418.05
2	77.5	11.148	863.97
3	117.5	11.148	1309.89
		33.444	2591.91

$$y_G = \frac{\Sigma A_{si} * y_i}{\Sigma A_{si}} = \frac{2591.91}{33.444} = 77.5 \text{ cm}$$

La prova orale

Per valutare le quote "y_i" nelle sezioni **B – B** e **C – C** si assume che i tre cavi abbiano un andamento parabolico.

Con riferimento al grafico riportato nella pagina successiva, si ha:

eq. Cavo: $y_i = A_i x^2 + B_i$

con $B_i = 9$ cm $\quad \forall i = 1, 2, 3 \ldots\ldots$

Per i coefficienti A_i, avendo fissato y_i in testata (ovvero per $x = L/2$) si ha:

CAVO	y_i [cm]	$A_i = (y_i - 9) / 1200^2$
1	37.5	$1.979 * 10^{-5}$ cm^{-1}
2	77.5	$4.757 * 10^{-5}$ cm^{-1}
3	117.5	$7.535 * 10^{-5}$ cm^{-1}

Per cui:

CAVO	Equazione	$tag\alpha(x) = y'(x) = 2 * A_i * X$
1	$y = 1.979 * 10^{-5} x^2 + 9$	$sen\alpha(x) = \sqrt{(1 - \cos^2\alpha)}$
2	$y = 4.757 * 10^{-5} x^2 + 9$	$cos\alpha(x) = \left(\frac{1}{1 + tag^2\alpha} \right)^{1/2}$
3	$y = 7.535 * 10^{-5} x^2 + 9$	

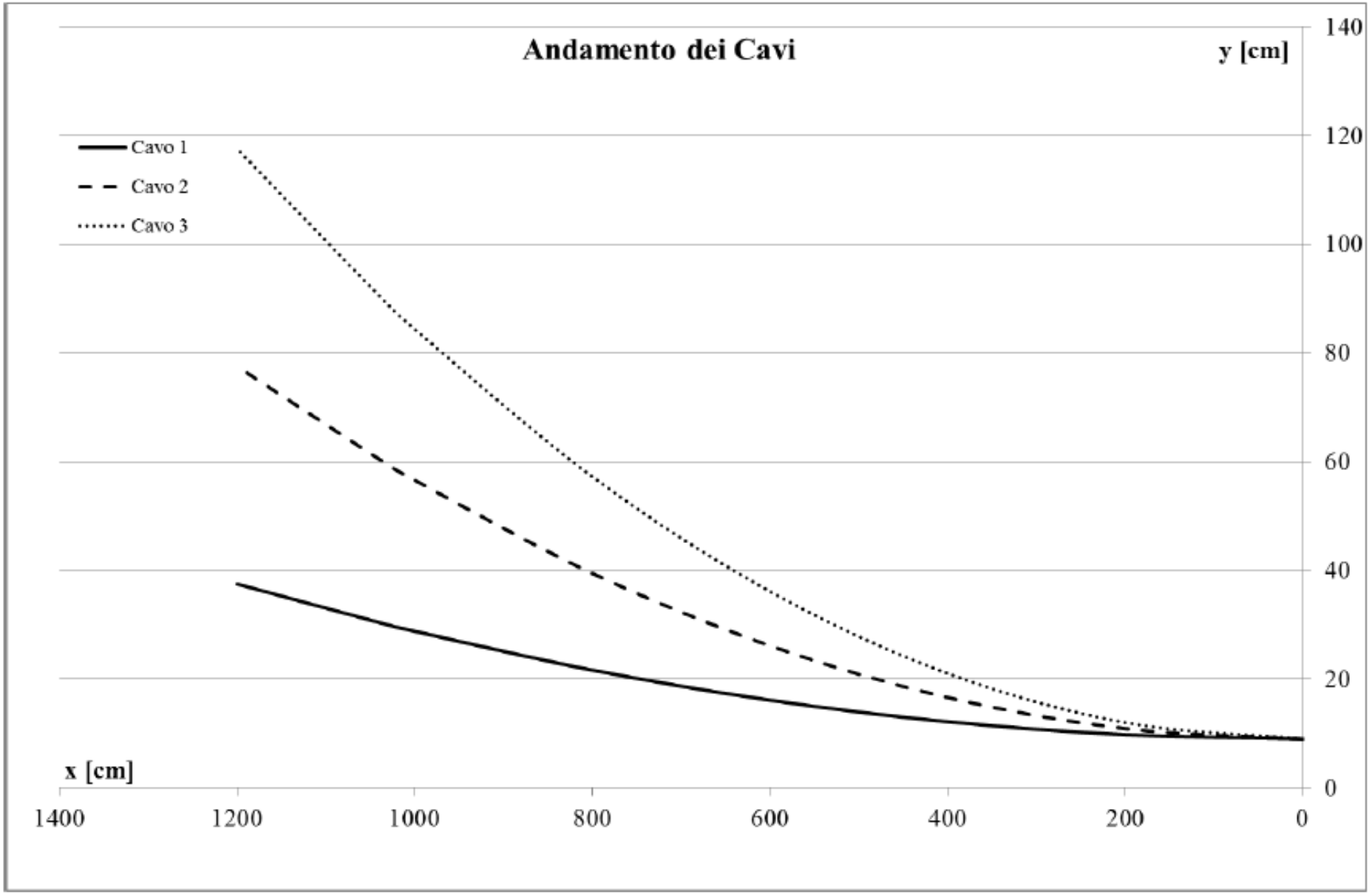
La prova orale

Cavo 1							
Sezione	x [cm]	y [cm]	tgα=y'=2Ai*x	α [rad]	α [°]	cosα	senα
A-A	0	9,00	0,000E+00	0,0000	0,0000	1	0
-	200	9,79	7,917E-03	0,0079	0,4536	0,999968665	0,007916419
-	400	12,17	1,583E-02	0,0158	0,9071	0,999874676	0,015831349
B-B	600	16,13	2,375E-02	0,0237	1,3605	0,999718088	0,023743305
-	800	21,67	3,167E-02	0,0317	1,8138	0,999498988	0,031650801
-	1000	28,79	3,958E-02	0,0396	2,2668	0,999217499	0,039552359
C-C	1040	30,41	4,117E-02	0,0411	2,3573	0,999153728	0,041131828
D-D	1200	37,50	4,750E-02	0,0475	2,7195	0,99887378	0,047446505

Cavo 2							
Sezione	x [cm]	y [cm]	tgα=y'=2Ai*x	α [rad]	α [°]	cosα	senα
A-A	0	9,00	0,000E+00	0,0000	0,0000	1	0
-	200	10,90	1,903E-02	0,0190	1,0901	0,999819021	0,019024334
-	400	16,61	3,806E-02	0,0380	2,1794	0,999276673	0,038028029
B-B	600	26,13	5,708E-02	0,0570	3,2671	0,998374717	0,056990557
-	800	39,44	7,611E-02	0,0760	4,3525	0,997116073	0,075891612
-	1000	56,57	9,514E-02	0,0949	5,4347	0,995504789	0,09471122
C-C	1040	60,45	9,894E-02	0,0986	5,6507	0,995140649	0,098463639
D-D	1200	77,50	1,142E-01	0,1137	6,5131	0,993546009	0,113429836

Cavo 3							
Sezione	x [cm]	y [cm]	tgα=y'=2Ai*x	α [rad]	α [°]	cosα	senα
A-A	0	9,00	0,000E+00	0,0000	0,0000	1	0
-	200	12,01	3,014E-02	0,0301	1,7263	0,999546133	0,03012521
-	400	21,06	6,028E-02	0,0602	3,4495	0,99818823	0,060168568
B-B	600	36,13	9,042E-02	0,0902	5,1664	0,995937306	0,090049331
-	800	57,22	1,206E-01	0,1200	6,8742	0,992811442	0,119688935
-	1000	84,35	1,507E-01	0,1496	8,5697	0,988835388	0,149011999
C-C	1040	90,50	1,567E-01	0,1555	8,9071	0,987940771	0,154832273
D-D	1200	117,50	1,808E-01	0,1789	10,2502	0,98404003	0,177947239

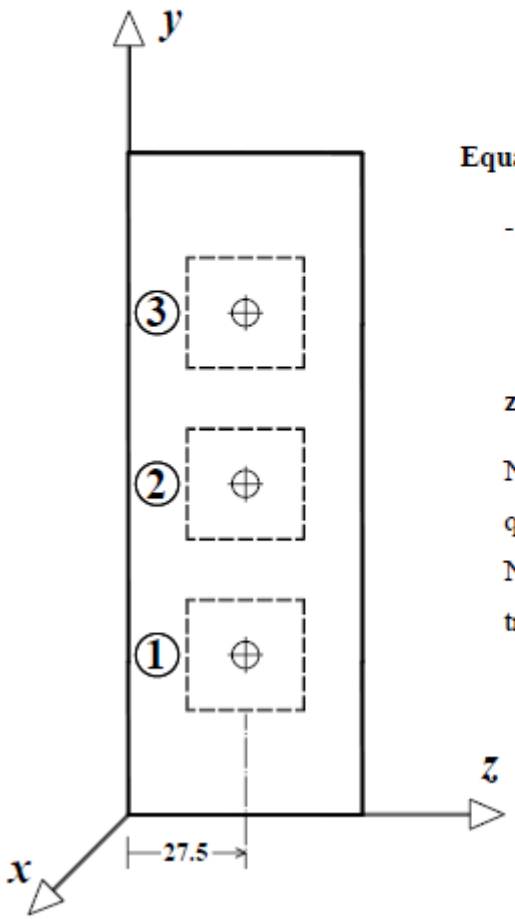
La prova orale



La prova orale

Fissando un sistema di assi cartesiani con origine nella parte inferiore a sinistra della trave, così come riportato in *figura 8.1*, si ha:

(SEZIONE D – D figura 8.1)



Equazioni Cavi nel Piano X – Z

- Equazione della retta del singolo cavo nel piano X – Z (si determina l'ascissa/quota del baricentro dei cavi valutata a partire dal riferimento scelto)

$z_i = A_i\, x + B_i$

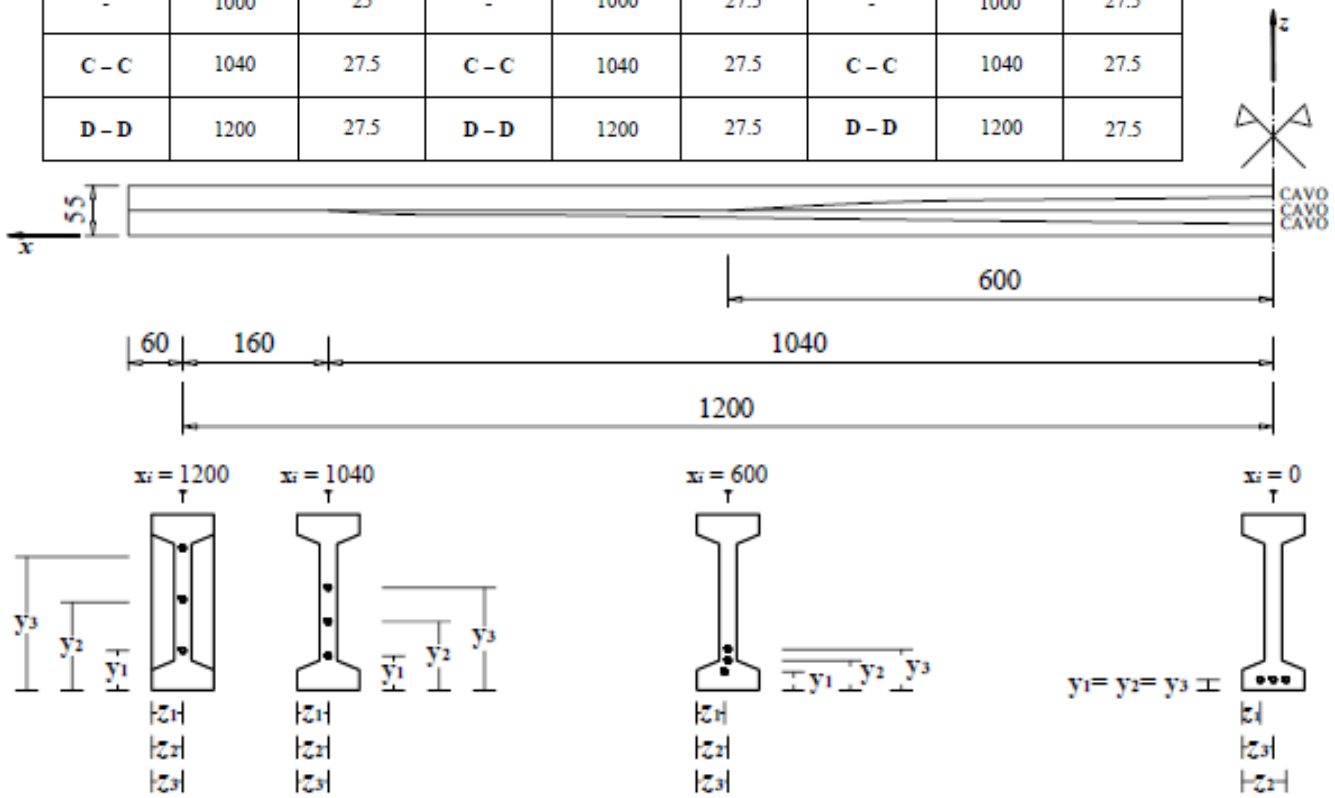
Nella sezione di appoggio D – D i cavi hanno la stessa quota $z_i\,(x = L/2) \rightarrow B_1 = B_2 = B_3 = 27.5$ cm

Nella sezione di mezzeria A – A (x = 0) la distanza tra i baricentri dei cavi è di 15 cm.

		$z_i\ (x = L/2)$	A_i	B_i	Equazione tracciato orizzontale
CAVO 1	M5/12	27.5 cm	0.0125	12.5 cm	$z_1 = 0.0125\ x + 12.5$
CAVO 2	M5/12	27.5 cm	-0.0125	42.5 cm	$z_2 = -0.0125\ x + 42.5$
CAVO 3	M5/12	27.5 cm	0	27.5 cm	$z_3 = 27.5$

La prova orale

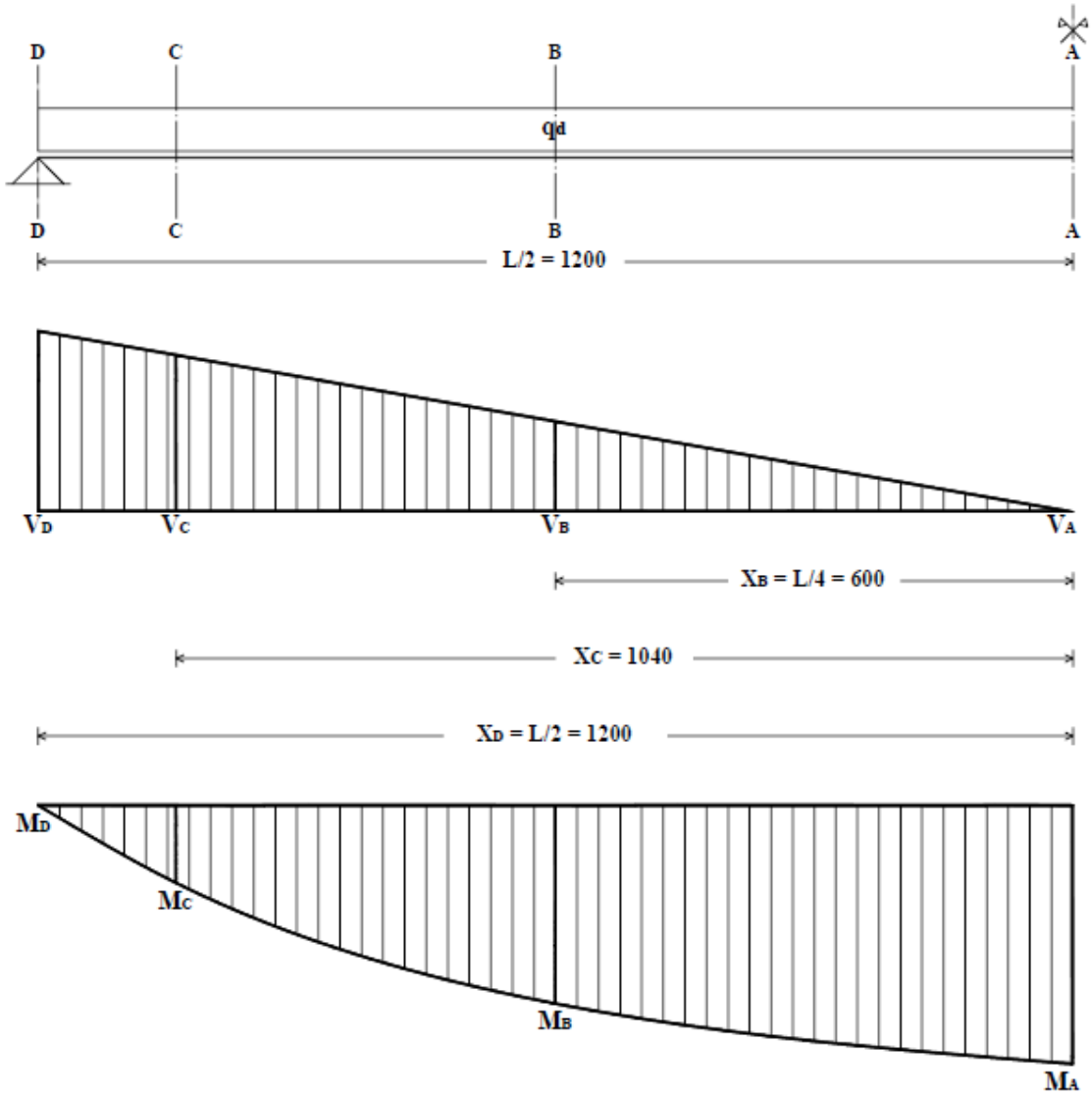
CAVO 1 M5/12			CAVO 2 M5/12			CAVO 3 M5/12		
SEZIONE	x_i [cm]	z_i [cm]	SEZIONE	x_i [cm]	z_i [cm]	SEZIONE	x_i [cm]	z_i [cm]
A – A	0	12.5	A – A	0	42.5	A – A	0	27.5
-	200	15	-	200	40	-	200	27.5
-	400	17.5	-	400	37.5	-	400	27.5
B – B	600	20	B – B	600	27.5	B – B	600	27.5
-	800	22.5	-	800	27.5	-	800	27.5
-	1000	25	-	1000	27.5	-	1000	27.5
C – C	1040	27.5	C – C	1040	27.5	C – C	1040	27.5
D – D	1200	27.5	D – D	1200	27.5	D – D	1200	27.5



12) CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE

Nelle sezioni caratteristiche (A – A , B – B , C – C , D – D) si ha:

(figura 9 – diagramma delle sollecitazioni: tagliante e flettente *)*



SEZIONE D -D	$V_D = q_d * \frac{L}{2}$
	$M_D = 0$
SEZIONE C - C	$V_C = q_d * X_C$
	$M_C = \frac{q_d * (X_D - X_C)}{2} * \left(L - (X_D - X_C) \right)$
SEZIONE B -B	$V_B = V_D * \frac{L}{2} * X_B = q_d * \frac{L}{4}$
	$M_B = V_D * \frac{L}{4} - \frac{q_d}{2} * \left(\frac{L}{4} \right)^2 = \frac{3}{32} * q_d * L^2$
SEZIONE A -A	$V_A = 0$
	$M_A = q_d * \frac{L^2}{8}$

La prova orale

Nelle tabelle che seguono si riportano i valori dei tagli V_{Ed} ed i momenti M_{Ed} di progetto associati alle seguenti **COMBINAZIONI DI CARICO** :

1) Fase di Tiro ($q_d = G_1$)
2) Fase di Esercizio *Scarico* ($q_d = G_1$ e G_2)
3) Fase di Esercizio *Combinazione Rara* ($q_d = G_1 + G_2 + Q$)
4) Fase di Esercizio *Combinazione Quasi Permanente* ($q_d = G_1 + G_2 + \Psi * Q$)

Fase di Tiro				
Sezione	q_d [kN/m]	x [m]	V_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]
A-A	10,1	0	0	727,2
B-B	10,1	6	60,6	545,4
C-C	10,1	10,4	105,04	181
D-D	10,1	12	121,2	0

Fase di Esercizio scarico ($q_d=G_1+G_2$)				
Sezione	q_d [kN/m]	x [m]	V_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]
A-A	30,9	0	0	2224,8
B-B	30,9	6	185,4	1668,6
C-C	30,9	10,4	321,36	553,7
D-D	30,9	12	370,8	0

Fase di Esercizio (Comb. Rara)				
Sezione	q_d [kN/m]	x [m]	V_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]
A-A	38,9	0	0	2800,8
B-B	38,9	6	233,4	2100,6
C-C	38,9	10,4	404,56	697,1
D-D	38,9	12	466,8	0

Fase di Esercizio (Comb. Q.P.)				
Sezione	q_d [kN/m]	x [m]	V_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]
A-A	37,3	0	0	2685,6
B-B	37,3	6	223,8	2014,2
C-C	37,3	10,4	387,92	668,4
D-D	37,3	12	447,6	0

13) CADUTE DI TENSIONE

Secondo quanto riportato nel § 5 del manuale del **Sistema Morandi M5** (*ALLEGATO 2*), le uniche cadute di tensione da considerare nel calcolo sono:

1) Per attrito ($\Delta\sigma_{att.}$) → cadute di tensione istantanee
2) Per ritiro del calcestruzzo ($\Delta\sigma_{rit.}$)
3) Per fluage del calcestruzzo ($\Delta\sigma_{fl.}$) → cadute di tensione per deformazioni lente
4) Per rilassamento dell'acciaio ($\Delta\sigma_{ril.}$)

13.1) CADUTE DI TENSIONE PER ATTRITO

Il calcolo degli effetti dell'attrito si può effettuare con la seguente relazione:

$$\sigma_{px} = \sigma_{po} * e^{-f * (\alpha + \beta x)}$$

dove:

σ_{po} : tensione applicata all'estremità del cavo;

σ_{px} : tensione applicata alla distanza "x", ridotta rispetto a σ_{po} per effetto dell'attrito;

f : coefficiente d'attrito dipendente dalle caratteristiche della superficie del cavo e dell'alloggiamento che si trovano a contatto;

α : somme dei valori assoluti delle deviazioni angolari di progetto del cavo (espresse in radianti) comprese nel tratto di lunghezza "x" nel caso di deviazioni altimetriche e planimetriche concomitanti, i relativi angoli saranno composti geometricamente;

β : deviazione angolare convenzionale del cavo, espressa in rad/m, che tiene conto degli inevitabili contatti accidentali che, nel caso di cavo rettilineo correttamente realizzato, si verificano tra i vari elementi del cavo, l'alloggiamento e gli eventuali dispositivi distanziatori.

Salvo il caso di determinazione sperimentale, è possibile adottare per f e β i seguenti valori, validi nella ipotesi che le armature siano prive di ossidazione:

f = 0.5 per cavo su calcestruzzo liscio;

f = 0.3 per cavo in guaina metallica;

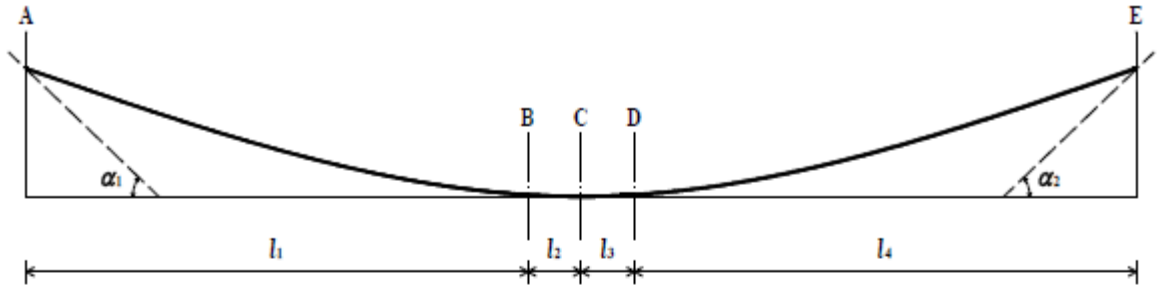
β = 0.01 rad/m

Quando $f * (\alpha+\beta x)$ risulta minore di 0.25, per il calcolo di σ_{px} si può adottare lo sviluppo in serie della formula esponenziale limitata al 2° termine:

$$\sigma_{px} = \sigma_{po} * [1 - f * (\alpha + \beta x)]$$

Nel caso illustrato in *figura 10*, si ha, nell'ambito dell'approssimazione predetta, supponendo di applicare in A la tensione σ_{pA}, si ha:

La prova orale



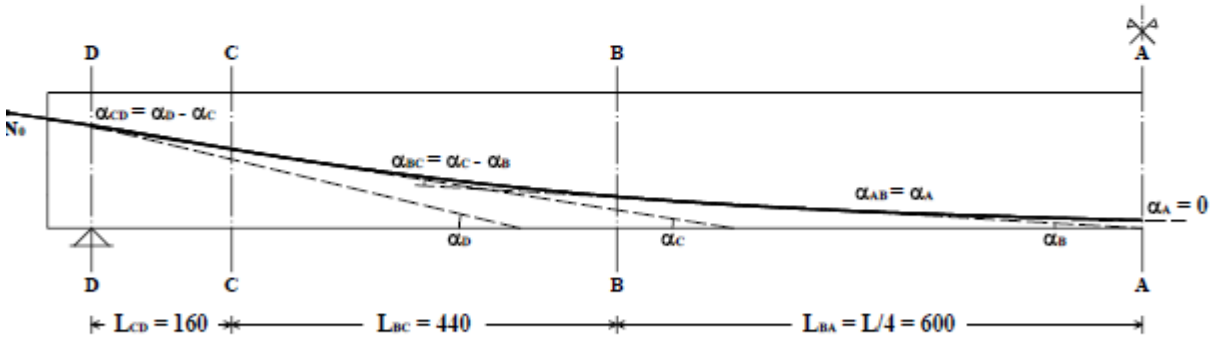
$\sigma_{pB} = \sigma_{pA} * [\ 1 - f * (\alpha_1 + \beta * l_1)\ ]$

$\sigma_{pC} = \sigma_{pB} * [\ 1 - f * \beta * l_2\ ]$

$\sigma_{pD} = \sigma_{pC} * [\ 1 - f * \beta * l_3\ ]$

$\sigma_{pE} = \sigma_{pD} * [\ 1 - f * (\alpha_2 + \beta * l_4)\ ]$

Nel caso in esame, effettuando il tiro contemporaneamente in entrambe le testate, le cadute di tensione vengono valutate su metà trave, ed assumono valore massimo in corrispondenza della sezione di mezzeria *(figura 11* – variazioni angolari delle tangenti nei tronchi considerati *)*



Le variazioni angolari delle tangenti nei tronchi considerati valgono:

- **Tronco DC** : $\alpha_{CD} = \alpha_D - \alpha_C$
- **Tronco CB** : $\alpha_{BC} = \alpha_C - \alpha_B$
- **Tronco BA** : $\alpha_{AB} = \alpha_B$ (essendo $\alpha_A = 0$)

Indicando con σ_{pD} la tensione iniziale in D (assumendo $\beta = 0.0120$ rad/m e $f = 0.3$) si ha:

D : σ_{pD}

C : $\sigma_{pC} = \sigma_{pD} * [1 - f * (\alpha_{CD} + \beta * l_{CD})] = \sigma_{pD} * [1 - 0.3 * (\alpha_{CD} + 0.01 * 1.6)]$

B : $\sigma_{pB} = \sigma_{pC} * [1 - f * (\alpha_{BC} + \beta * l_{BC})] = \sigma_{pC} * [1 - 0.3 * (\alpha_{BC} + 0.01 * 4.4)]$

A : $\sigma_{pA} = \sigma_{pB} * [1 - f * (\alpha_{AB} + \beta * l_{AB})] = \sigma_{pB} * [1 - 0.3 * (\alpha_{AB} + 0.01 * 6)]$

Assumendo *(si veda pagina 9)* $\sigma_{pD} = \sigma_{si} = 1250$ MPa con riferimento ai valori angolari degli angoli α_i precedentemente calcolati *(si veda pagina 13)* si ha:

Cadute di tensione per attrito - Cavo 1				
Sezione	**α_i [rad]**	**α_{ij} [rad]**	**l_{ij} [m]**	**σ_{px} [MPa]**
D-D	0,0475	0	0	1250
C-C	0,0411	0,0063	1,6	1242
B-B	0,0237	0,0174	4,4	1219
A-A	0	0,0237	6	1188

Cadute di tensione per attrito - Cavo 2				
Sezione	**α_i [rad]**	**α_{ij} [rad]**	**l_{ij} [m]**	**σ_{px} [MPa]**
D-D	0,1137	0	0	1250
C-C	0,0986	0,0151	1,6	1238
B-B	0,0570	0,0416	4,4	1207
A-A	0	0,0570	6	1164

Cadute di tensione per attrito - Cavo 3				
Sezione	**α_i [rad]**	**α_{ij} [rad]**	**l_{ij} [m]**	**σ_{px} [MPa]**
D-D	0,1789	0	0	1250
C-C	0,1555	0,0234	1,6	1235
B-B	0,0902	0,0653	4,4	1195
A-A	0	0,0902	6	1141

La prova orale

Per ciascuna delle 4 sezioni considerate, si riportano i valori della componente orizzontale ($\sigma_{px} * \cos\alpha_i$) e verticale ($\sigma_{pi} * \text{sen}\alpha_i$ cioè il taglio dovuto alla precompressione in fase di tiro) e le ordinate y_G dal relativo punto di applicazione.

Cadute di tensione per attrito

Sezione A-A

Cavo	σ_{px} [MPa]	A_{si} [mm^2]	$\sigma_{px}*A_{si}$ [N]	α_i [rad]	$\text{sen}\alpha_i$	$\cos\alpha_i$	$\sigma_{px}*A_{si}*\text{sen}\alpha_i$ [N]	$\sigma_{px}*A_{si}*\cos\alpha_i$ [N]	y_i [mm]	$\sigma_{px}*A_{si}*y_i*\cos\alpha_i$ [N]	y_G [mm]
1	1188	1114,8	1324538	0	0	1	0	1324538	90	119208455	90
2	1164	1114,8	1297846	0	0	1	0	1297846	90	116806145	
3	1141	1114,8	1271862	0	0	1	0	1271862	90	114467600	
								3894247		**350482200**	

Sezione B-B

Cavo	σ_{px} [MPa]	A_{si} [mm^2]	$\sigma_{px}*A_{si}$ [N]	α_i [rad]	$\text{sen}\alpha_i$	$\cos\alpha_i$	$\sigma_{px}*A_{si}*\text{sen}\alpha_i$ [N]	$\sigma_{px}*A_{si}*\cos\alpha_i$ [N]	y_i [mm]	$\sigma_{px}*A_{si}*y_i*\cos\alpha_i$ [N]	y_G [mm]
1	1219	1114,8	1358673	0,0237	0,023743305	0,999718088	32259,39249	1358290	161,25	219024296	260
2	1207	1114,8	1345067	0,0570	0,056990557	0,998374717	76656,0918	1342880	261,25	350827515	
3	1195	1114,8	1331865	0,0902	0,090049331	0,995937306	119933,5206	1326454	361,25	479181393	
								4027624		**1049033205**	

Sezione C-C

Cavo	σ_{px} [MPa]	A_{si} [mm^2]	$\sigma_{px}*A_{si}$ [N]	α_i [rad]	$\text{sen}\alpha_i$	$\cos\alpha_i$	$\sigma_{px}*A_{si}*\text{sen}\alpha_i$ [N]	$\sigma_{px}*A_{si}*\cos\alpha_i$ [N]	y_i [mm]	$\sigma_{px}*A_{si}*y_i*\cos\alpha_i$ [N]	y_G [mm]
1	1242	1114,8	1384169	0,0411	0,041131828	0,999153728	56933,39171	1382997	304,07	420523400	603
2	1238	1114,8	1380519	0,0986	0,098463639	0,995140649	135930,9346	1373811	604,51	830483821	
3	1235	1114,8	1377011	0,1555	0,154832273	0,987940771	213205,7643	1360405	904,96	1231106464	
								4117213		**2482113685**	

Sezione D-D

Cavo	σ_{px} [MPa]	A_{si} [mm^2]	$\sigma_{px}*A_{si}$ [N]	α_i [rad]	$\text{sen}\alpha_i$	$\cos\alpha_i$	$\sigma_{px}*A_{si}*\text{sen}\alpha_i$ [N]	$\sigma_{px}*A_{si}*\cos\alpha_i$ [N]	y_i [mm]	$\sigma_{px}*A_{si}*y_i*\cos\alpha_i$ [N]	y_G [mm]
1	1250	1114,8	1393500	0,0475	0,047446505	0,99887378	66116,70412	1391931	375,00	521973980	773,01
2	1250	1114,8	1393500	0,1137	0,113429836	0,993546009	158064,4765	1384506	775,00	1072992432	
3	1250	1114,8	1393500	0,1789	0,177947239	0,98404003	247969,4772	1371260	1175,00	1611230243	
								4147697		**3206196655**	

13.2) CADUTE DI TENSIONE PER DEFORMAZIONI LENTE

Si valutano le cadute di tensione:

a) **Per ritiro del calcestruzzo;**

b) **Per fluage del calcestruzzo;**

c) **Per rilassamento dell'acciaio;**

A tal fine si assume:

- Modulo di elasticità dell'acciaio (trefoli) : **200000 MPa**
- Modulo di elasticità del calcestruzzo:

$$Ecm = 22000 * \left(\frac{fctm}{10}\right)^{0.3} = 22000 * \left(\frac{32+8}{10}\right)^{0.3} = 33350 \text{ MPa}$$

- Coefficiente di omogeneizzazione

$$n = \left(\frac{200000}{33350}\right) = 6$$

13.2 a) CADUTE DI TENSIONE PER RITIRO DEL CALCESTRUZZO

(§ 11.2.10.6 NTC '08)

Nell'ipotesi che la tesatura venga effettuata dopo il 14° giorno di stagionatura del calcestruzzo (t_s = 15 gg.) ed assumendo che non si ricorra ad additivi speciali, il ritiro del calcestruzzo può essere valutato con la seguente espressione:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

dove:

ε_{cs} è la deformazione totale per ritiro;

ε_{cd} è la deformazione per ritiro da essiccamento;

ε_{ca} è la deformazione per ritiro autogeno, ovvero dovuta alla diminuzione di volume che accompagna la reazione tra i costituenti del cemento e dell'acqua.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento può essere valutato come segue:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h * \varepsilon_{c0}$$

In funzione della resistenza caratteristica a compressione, dell'umidità relativa e del parametro h0 abbiamo due tabelle:

1) Tab. 11.2.Va NTC '08 ⟶ $\varepsilon_{c0} = \varepsilon_{c0}$ (f_{ck} ; umidità relativa)

Assumendo umidità relativa = 80 % si ha:

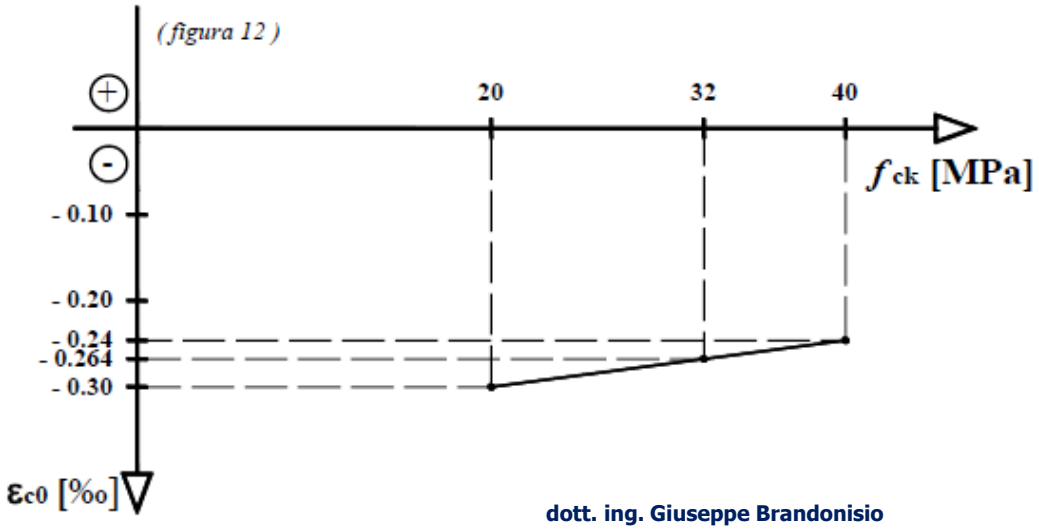
$f_{ck} = 20 \longrightarrow \varepsilon_{c0} = -0.30$ ‰ $= \varepsilon_a$

$f_{ck} = 40 \longrightarrow \varepsilon_{c0} = -0.24$ ‰ $= \varepsilon_b$

Interpolando linearmente si ha *(figura 12)*:

$$\varepsilon_{c0}(f_{ck} = 32\ \text{MPa}) = \varepsilon_{c0}(f_{ck} = 40\ \text{MPa}) + \frac{(\varepsilon_a - \varepsilon_b)}{(40 - 20)} * (40 - 32) \longrightarrow$$

$$\longrightarrow -0.24\ ‰ \frac{(0.3 - 0.24)}{20} * 8 = -0.264\ ‰$$



2) Tab. 11.2 Vb NTC '08

h_0 [mm]	k_h
100	1
200	0.85
300	0.75
≥ 500	0.7

h_0 = dimensione fittizia

$$h_0 = \frac{2 * A_c}{u}$$

A_c = area sezione di cls

u = perimetro della sezione esposta all'aria

Per la sezione in esame si ha:

$A_c = 422300 \text{ mm}^2$

$$u = 2 * [550 + 2 * 180 + 60 + 80 + 1050] = 4200 \text{ mm}$$

$$h_0 = \frac{2 * 422300}{4200} = 201.10 \text{ mm} \longrightarrow k_h = 0.85$$

Pertanto $\varepsilon_{cd,\infty} = k_h * \varepsilon_{c0} = 0.85 * (-0.624 ‰) = - 0.2244 ‰$

Il valore medio tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno $\varepsilon_{ca,\infty}$ può essere valutato mediante la seguente espressione:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = - 2.5 * (f_{ck} - 10) * 1000^3 = - 0.055 ‰$$

La deformazione totale da ritiro vale quindi:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd\infty} + \varepsilon_{ca\infty} = - (0.2244 + 0.055) ‰ = - 0.2794 ‰$$

La caduta di tensione nell'acciaio, costante in ogni sezione, vale quindi:

$$\Delta\sigma_{p,rit} = E_s * \varepsilon_{cs} = - 0.27494 ‰ * 201000 = - 56.16 \text{ MPa}$$

13.2.b) CADUTE DI TENSIONE PER FLUAGE NEL CONGLOMERATO (§ 11.3.3.3 NTC '08)

La deformazione viscosa ε_{fl} può essere valutata in funzione di quella elastica $\varepsilon_{el} = \sigma_c/E_c$ mediante la seguente relazione:

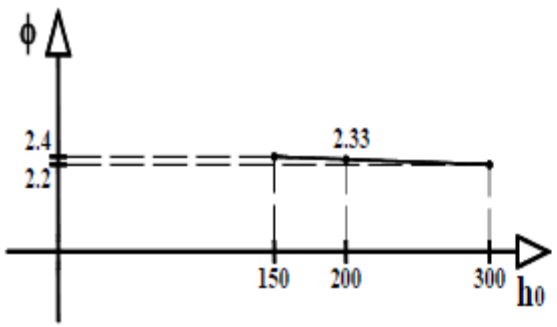
$$\varepsilon_{fl} = \phi * \varepsilon_{el} = \phi * \frac{\sigma_c}{E_c}$$

ε_{el} è la deformazione nella fibra di cls posta alla stessa quota del cavo;

ϕ è il coefficiente di viscosità valutato considerando un'atmosfera con umidità relativa di circa il 75 %, con la tabella 11.2.VI delle NTC '08.

Per t_s = 15 gg e h_0 = 200 mm, interpolando i valori della tabella si ha (si veda *figura 13*):

(figura 13)



$h_0 = 150$ mm $\longrightarrow$ $\phi = 2.4$

$h_0 = 300$ mm $\longrightarrow$ $\phi = 2.2$

$\Big\}$ $h_0 = 220$ mm

Da cui $\phi = 2.2 + \frac{(2.4 - 2.2)}{(300 - 150)} * (300 - 200) = 2.33$

La caduta di tensione da fluage vale quindi:

La caduta di tensione da fluage vale quindi:

$$\varepsilon_{fl} = \phi * \varepsilon_{el} * E_S = \phi * \frac{\sigma_c}{E_c} * E_S = \phi * \frac{E_S}{E_C} * \left| \left(- \frac{N_0'}{A} - \frac{N_0' * e}{I} * z + \frac{M}{I} * z \right) \right|$$

dove:

- N_0' : è lo sforzo di precompressione iniziale, depurato delle cadute di tensione per attrito;
- A : è l'area della sezione;
- I : è il momento di inerzia calcolato rispetto al baricentro della sezione;
- e : è l'eccentricità di N_0' dove $e = y_{inf} - y_G$;
- z : $y_{inf} - y$ è l'ordinata della fibra di cls computata a partire dal baricentro della sezione;
- M : è il momento flettente in esercizio dovuto a G_1, G_2 ed un'aliquota di Q che nel caso in esame si assume pari al momento associato alla combinazione Quasi Permanente.

La prova orale

Cadute di tensione da fluage											
Sezione A-A											
Cavo	**y_i [mm]**	**y_{inf} [mm]**	**z [mm]**	**y_G [mm]**	**$e=y_{inf}-y_G$ [mm]**	**N'o [N]**	**Mo [Nmm]**	**A [mm^2]**	**I [mm^4]**	**σ_c [MPa]**	**$\Delta\sigma_{p,fl}$ [MPa]**
1	90	761	671	90	671	3894247	2685600000	422300	1,31823E+11	-8,85	-124,31
2	90	761	671	90	671	3894247	2685600000	422300	1,31823E+11	-8,85	-124,31
3	90	761	671	90	671	3894247	2685600000	422300	1,31823E+11	-8,85	-124,31
Sezione B-B											
Cavo	**y_i [mm]**	**y_{inf} [mm]**	**z [mm]**	**y_G [mm]**	**$e=y_{inf}-y_G$ [mm]**	**N'o [N]**	**Mo [Nmm]**	**A [mm^2]**	**I [mm^4]**	**σ_c [MPa]**	**$\Delta\sigma_{p,fl}$ [MPa]**
1	161,25	761	600	260	501	4027624	2014200000	422300	1,31823E+11	-9,55	-134,05
2	261,25	761	500	260	501	4027624	2014200000	422300	1,31823E+11	-9,54	-134,03
3	361,25	761	400	260	501	4027624	2014200000	422300	1,31823E+11	-9,54	-134,01
Sezione C-C											
Cavo	**y_i [mm]**	**y_{inf} [mm]**	**z [mm]**	**y_G [mm]**	**$e=y_{inf}-y_G$ [mm]**	**N'o [N]**	**Mo [Nmm]**	**A [mm^2]**	**I [mm^4]**	**σ_c [MPa]**	**$\Delta\sigma_{p,fl}$ [MPa]**
1	304,0666667	761	457	603	158	4117213	668400000	422300	1,31823E+11	-9,69	-136,07
2	604,5111111	761	156	603	158	4117213	668400000	422300	1,31823E+11	-9,73	-136,62
3	904,9555556	761	-144	603	158	4117213	668400000	422300	1,31823E+11	-9,77	-137,18
Sezione D-D (sezione rettangolare 550x1550)											
Cavo	**y_i [mm]**	**y_{inf} [mm]**	**z [mm]**	**y_G [mm]**	**$e=y_{inf}-y_G$ [mm]**	**N'o [N]**	**Mo [Nmm]**	**A [mm^2]**	**I [mm^4]**	**σ_c [MPa]**	**$\Delta\sigma_{p,fl}$ [MPa]**
1	375	778	403	773	4	4147697	0	852500	1,70678E+11	-4,91	-68,94
2	775	778	3	773	4	4147697	0	852500	1,70678E+11	-4,87	-68,33
3	1175	778	-398	773	4	4147697	0	852500	1,70678E+11	-4,82	-67,71

13.2.c) CADUTE DI TENSIONE PER RILASSAMENTO

In assenza di dati sperimentali afferenti al lotto considerato, la caduta di tensione $\Delta\sigma_{pr}$ per rilassamento al tempo *t* ad una temperatura di 20°C, per un'armatura di classe 2 (trecce, filo o trefolo utilizzato) può calcolarsi con la seguente formula:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0.66 * 2.5\,\% * e^{9.1 * \mu} * \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75 * (1 - \mu)} * 10^{-5}$$

dove:

- σ_{pi} è la tensione iniziale nel cavo;
- ρ_{1000} è la perdita per rilassamento (in percentuale) a 1000 ore dopo la messa in tensione, a 20°C e a partire da una tensione iniziale pari a 0.7 della resistenza fp del campione provato = 2.5%;
- $\mu = \sigma_{pi}/f_{pk}$
- f_{pk} è la resistenza caratteristica dell'acciaio da precompressione (f_{pk} si assume pari a f_{ptk} = 1860 MPa);
- t è il tempo misurato in ore della messa in tensione (la caduta finale per rilassamento può essere valutata con le formule di cui sopra per un tempo *t* = 500000 ore).

Cadute di tensione per rilassamento								
Cavo	Sezione A-A		Sezione B-B		Sezione C-C		Sezione D-D	
	σ_{pi} [MPa]	$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi}$	σ_{pi} [MPa]	$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi}$	σ_{pi} [MPa]	$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi}$	σ_{pi} [MPa]	$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi}$
1	1188	0,030	1219	0,032	1242	0,034	1250	0,034
2	1164	0,028	1207	0,031	1238	0,034	1250	0,034
3	1141	0,027	1195	0,030	1235	0,033	1250	0,034

La prova orale

Riepilogo cadute di tensione e tensioni finali												
Sezione	Cavo	Tensioni iniziali	Ritiro	Fluage	Rilassamento		Cadute tot	Tensione finale	Sforzo nei cavi			
		σ_{pi} [MPa]	$\Delta\sigma_{p,sh}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{p,c}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi}$	$\Delta\sigma_{p,rl}$ [MPa]	$\Delta\sigma_p$ [MPa]	σ_p [MPa]	A_{si} [mm^2]	$N=\sigma_p * A_s$ [N]	No [N]	β=No/N
A	1	1188	56,16	124,31	0,030	35,32	215,79	972	1114,8	1083972	1393500	1,29
	2	1164	56,16	124,31	0,028	32,69	213,16	951	1114,8	1060216	1393500	1,31
	3	1141	56,16	124,31	0,027	30,30	210,77	930	1114,8	1036894	1393500	1,34
B	1	1219	56,16	134,05	0,032	38,98	229,19	990	1114,8	1103176	1393500	1,26
	2	1207	56,16	134,03	0,031	37,48	227,67	979	1114,8	1091261	1393500	1,28
	3	1195	56,16	134,01	0,030	36,08	226,25	968	1114,8	1079643	1393500	1,29
C	1	1242	56,16	136,07	0,034	41,94	234,17	1007	1114,8	1123118	1393500	1,24
	2	1238	56,16	136,62	0,034	41,50	234,29	1004	1114,8	1119337	1393500	1,24
	3	1235	56,16	137,18	0,033	41,09	234,43	1001	1114,8	1115674	1393500	1,25
D	1	1250	56,16	68,94	0,034	43,07	168,18	1082	1114,8	1206018	1393500	1,16
	2	1250	56,16	68,33	0,034	43,07	167,56	1082	1114,8	1206702	1393500	1,15
	3	1250	56,16	67,71	0,034	43,07	166,95	1083	1114,8	1207386	1393500	1,15
											β_{medio}=	1,25

13.2.e) SFORZI DI COMPRESSIONE RESIDUI

Noti i tracciati dei singoli cavi ed i relativi sforzi residui, per ciascuna delle quattro sezioni considerate, gli sforzi di compressione residui valgono:

Sezione A-A

Cavo	σ_p [MPa]	A_{si} [mm^2]	$N=\sigma_p*A_s$ [N]	α_i [rad]	$sen\alpha_i$	$cos\alpha_i$	$\sigma_p*A_{si}*sen\alpha_i$ [N]	$\sigma_p*A_{si}*cos\alpha_i$ [N]	y_i [mm]	$\sigma_p*A_{si}*y_i*cos\alpha_i$ [N]	y_G [mm]
1	972	1114,8	1083972	0	0	1	0	1083972	90	97557476	90
2	951	1114,8	1060216	0	0	1	0	1060216	90	95419462	
3	930	1114,8	1036894	0	0	1	0	1036894	90	93320488	
								3181083		**286297427**	

Sezione B-B

Cavo	σ_p [MPa]	A_{si} [mm^2]	$N=\sigma_p*A_s$ [N]	α_i [rad]	$sen\alpha_i$	$cos\alpha_i$	$\sigma_p*A_{si}*sen\alpha_i$ [N]	$\sigma_p*A_{si}*cos\alpha_i$ [N]	y_i [mm]	$\sigma_p*A_{si}*y_i*cos\alpha_i$ [N]	y_G [mm]
1	990	1114,8	1103176	0,0237	0,0237	0,9997	26193	1102865	161,25	177836940	260
2	979	1114,8	1091261	0,0570	0,0570	0,9984	62192	1089487	261,25	284628472	
3	968	1114,8	1079643	0,0902	0,0900	0,9959	97221	1075257	361,25	388436517	
								3267609		**850901928**	

Sezione C-C

Cavo	σ_p [MPa]	A_{si} [mm^2]	$N=\sigma_p*A_s$ [N]	α_i [rad]	$sen\alpha_i$	$cos\alpha_i$	$\sigma_p*A_{si}*sen\alpha_i$ [N]	$\sigma_p*A_{si}*cos\alpha_i$ [N]	y_i [mm]	$\sigma_p*A_{si}*y_i*cos\alpha_i$ [N]	y_G [mm]
1	1007	1114,8	1123118	0,0411	0,0411	0,9992	46196	1122168	304,07	341213772	603
2	1004	1114,8	1119337	0,0986	0,0985	0,9951	110214	1113898	604,51	673363493	
3	1001	1114,8	1115674	0,1555	0,1548	0,9879	172742	1102220	904,96	997459958	
								3338285		**2012037222**	

Sezione D-D

Cavo	σ_p [MPa]	A_{si} [mm^2]	$N=\sigma_p*A_s$ [N]	α_i [rad]	$sen\alpha_i$	$cos\alpha_i$	$\sigma_p*A_{si}*sen\alpha_i$ [N]	$\sigma_p*A_{si}*cos\alpha_i$ [N]	y_i [mm]	$\sigma_p*A_{si}*y_i*cos\alpha_i$ [N]	y_G [mm]
1	1082	1114,8	1206018	0,0475	0,0474	0,9989	57221	1204660	375	451747565	773,16
2	1082	1114,8	1206702	0,1137	0,1134	0,9935	136876	1198914	775	929158478	
3	1083	1114,8	1207386	0,1789	0,1779	0,9840	214851	1188116	1175	1396036488	
								3591690		**2776942531**	

14) VERIFICHE

Con riferimento alle tre fasi di carico considerate per ciascuna delle quattro sezioni prese in esame, si ha:

Fase di Tiro

Sezione	A [mm²]	W_i [mm³]	W_s [mm³]	e [mm]	N [N]	M [N mm]	σ_i [MPa]	σ_s [MPa]	$k_{c,max}$ [MPa]	$k_{c,min}$ [MPa]	$\sigma_i \le k_{c,max}$	$\sigma_s \le k_{c,min}$
A-A	422300	173200000	167098000	671	3894247	727200000	-20,11	2,06	-22,40	3,06	si	si
B-B	422300	173200000	167098000	501	4027624	545400000	-18,03	-0,74	-22,40	3,06	si	si
C-C	422300	173200000	167098000	158	4117213	181000000	-12,46	-6,94	-22,40	3,06	si	si
D-D	852500	220229167	220229167	4	4147697	0	-4,95	-4,78	-22,40	3,06	si	si

Fase di Esercizio scarico (q_k=G_1+G_2)

Sezione	A [mm²]	W_i [mm³]	W_s [mm³]	e [mm]	N [N]	M [N mm]	σ_i [MPa]	σ_s [MPa]	$k_{1,max}$ [MPa]	$k_{1,min}$ [MPa]	$\sigma_i \le k_{1,min}$	$\sigma_s \le k_{1,max}$
A-A	422300	173200000	167098000	671	3181083	2224800000	-7,01	-8,07	-14,40	2,55	si	si
B-B	422300	173200000	167098000	501	3267609	1668600000	-7,55	-7,94	-14,40	2,55	si	si
C-C	422300	173200000	167098000	158	3338285	553700000	-7,76	-8,06	-14,40	2,55	si	si
D-D	852500	220229167	220229167	4	3591690	0	-4,29	-4,14	-14,40	2,55	si	si

Fase di Esercizio (Comb. Rara)

Sezione	A [mm²]	W_i [mm³]	W_s [mm³]	e [mm]	N [N]	M [N mm]	σ_i [MPa]	σ_s [MPa]	$k_{1,max}$ [MPa]	$k_{1,min}$ [MPa]	$\sigma_i \le k_{1,min}$	$\sigma_s \le k_{1,max}$
A-A	422300	173200000	167098000	671	3181083	2800800000	-3,69	-11,52	-19,20	2,55	si	si
B-B	422300	173200000	167098000	501	3267609	2100600000	-5,05	-10,52	-19,20	2,55	si	si
C-C	422300	173200000	167098000	158	3338285	697100000	-6,93	-8,92	-19,20	2,55	si	si
D-D	852500	220229167	220229167	4	3591690	0	-4,29	-4,14	-19,20	2,55	si	si

Fase di Esercizio (Comb. Q.P.)

Sezione	A [mm²]	W_i [mm³]	W_s [mm³]	e [mm]	N [N]	M [N mm]	σ_i [MPa]	σ_s [MPa]	$k_{1,max}$ [MPa]	$k_{1,min}$ [MPa]	$\sigma_i \le k_{1,min}$	$\sigma_s \le k_{1,max}$
A-A	422300	173200000	167098000	671	3181083	2685600000	-4,35	-10,83	-14,40	2,55	si	si
B-B	422300	173200000	167098000	501	3267609	2014200000	-5,55	-10,00	-14,40	2,55	si	si
C-C	422300	173200000	167098000	158	3338285	668400000	-7,09	-8,75	-14,40	2,55	si	si
D-D	852500	220229167	220229167	4	3591690	0	-4,29	-4,14	-14,40	2,55	si	si

LE VERIFICHE RISULTANO SODDISFATTE

15) ARMATURA LONGITUDINALE ORDINARIA

Nelle travi precompresse, anche in assenza di tensioni di trazione, la % di armatura longitudinale ordinaria non dovrà essere inferiore allo 0.1 % dell'area complessiva dell'anima e dell'eventuale ringrosso dal lato dei cavi.

Nel caso in esame risulta (*figura 14*):

$A_w = (1370 * 150) + (180 * 550) + (2 * 200 * 30) =$

$A_w = 316500$ mm²

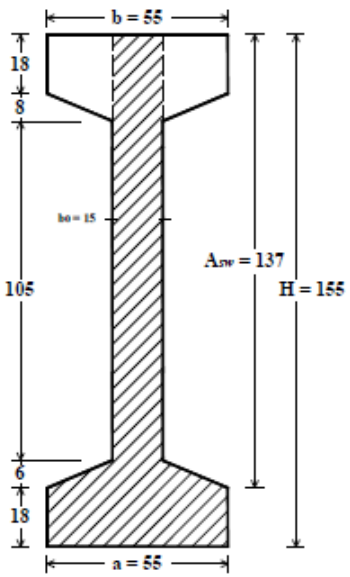
Pertanto l'area minima di armatura longitudinale inferiore risulta pari a:

$$A_{s,min} = \frac{0.1}{100} * A_w = 10^{-3} * 316500 = 316.5 \text{ mm}^2$$

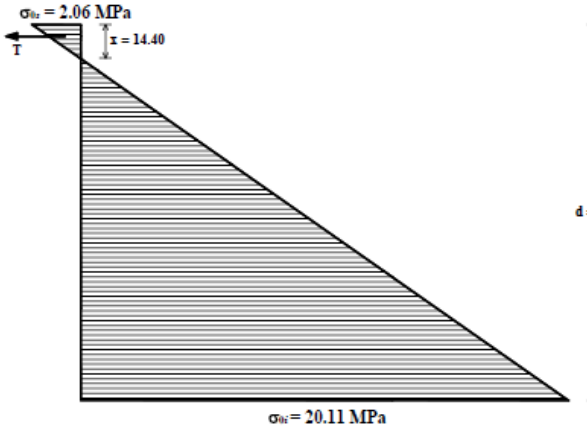
Si dispongono quindi **4 ϕ 12** ⟶ **As = 4.52 cm²**

al lembo inferiore della trave.

(figura 14)



Al lembo superiore, essendo presente in fase di tiro una tensione di trazione pari a **2.06 MPa** (**SEZ. A – A**) occorre disporre armature metalliche calcolate assumendo un tasso convenzionale di lavoro pari a **260 MPa**. La profondità dell'asse neutro vale (si veda *figura 15*):



$$x = \frac{2.06}{2.06 + 20.11} * 1550 \longrightarrow$$

x = 144.02 mm = 14.40 cm

Cui corrisponde uno sforzo di Trazione T :

$T = ½ * \sigma_{0s} * x * b \longrightarrow$

$T = 0.5 * 2.06 * 144.02 * 550 \longrightarrow$

T = 81587.33 N

La minima armatura necessaria è pari a:

$$A_{s,min} = \frac{T}{\sigma_s} = \frac{81587.33}{260} = 313.80 \text{ mm}^2 \longrightarrow$$

si dispongono 4 ϕ 12 (anche) al lembo superiore della trave As = 4.52 cm²

16) VERIFICA A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1 NTC '08)

La verifica a taglio comporta la determinazione delle massime tensioni principali ed il calcolo delle eventuali armature.

Nel caso in esame tale verifica viene effettuata in corrispondenza della SEZ. C – C

Le c.d.s. valgono:

- **FASE DI TIRO** *(si veda figura 16)*

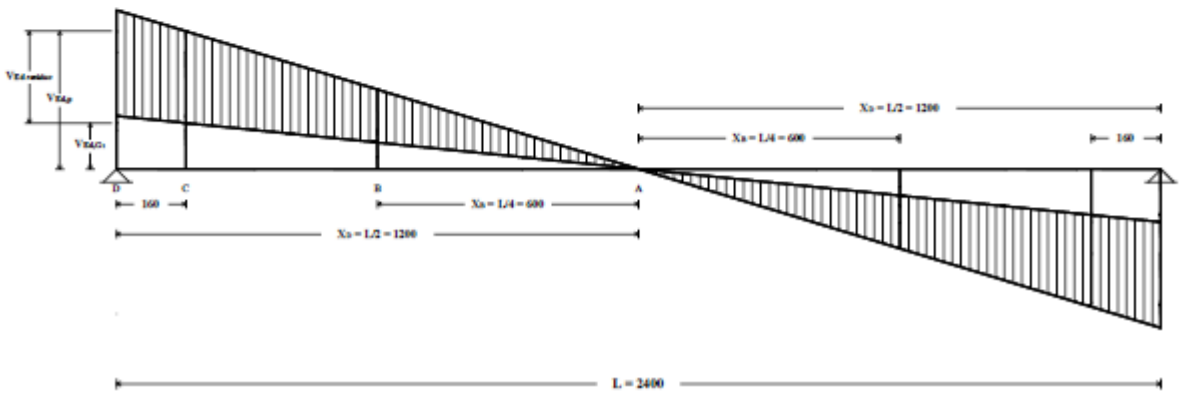
  Sollecitazione tagliante dovuta al P.P. $V_{Ed,G1} = 105.04$ kN (dalle tabelle di pagina 18)

  Componente Verticale dello Sforzo di Precompressione (dalle tabelle di pagina 23):

  $V_{Ed,p} = 37.96 + 135.93 + 142.14 = 316.03$ kN

  Taglio residuo: $V_{Ed\ residuo} = V_{Ed,G1} - V_{Ed,p} = 316.03 - 105.04 = 210.99$ kN

  (figura 16)



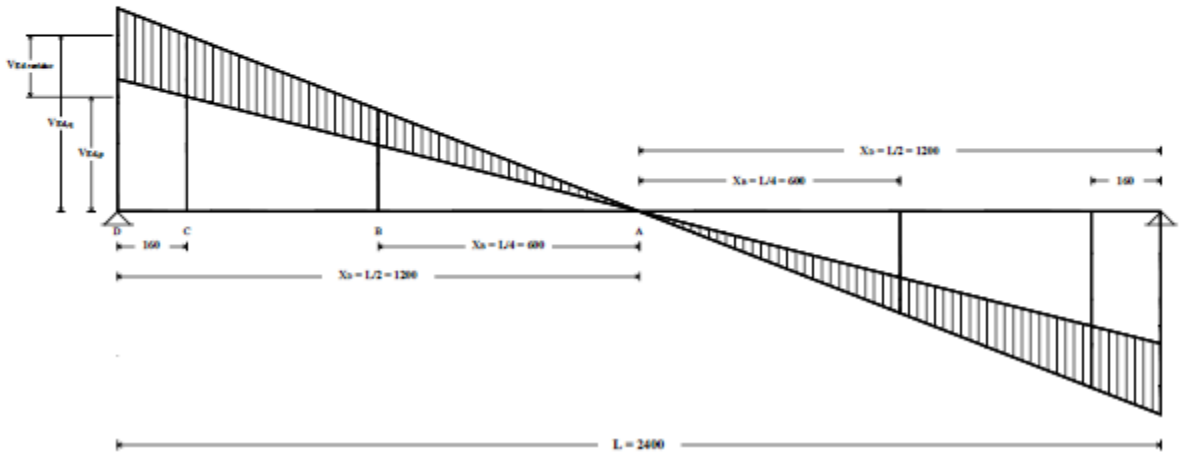
- **FASE DI ESERCIZIO** *(si veda figura 17)*

$V_{Ed,q}$ (COMB. RARA) = 404.56 kN (dalle tabelle di pagina 18)

$V_{Ed,p}$ = 31.94 + 113.82 + 118.40 = 264.16 kN (dalle tabelle di pagina 30)

$V_{Ed\ residuo}$ = 404.56 – 264.16 = 140.4 kN

(figura 17)



Formula di Jourawski :

$$\tau = \frac{V_{Ed} * S}{I * b}$$

- V_{Ed} = Sollecitazione tagliante;
- I = Momento di inerzia della sezione reagente calcolato rispetto al suo asse baricentrico;
- S = Momento statico, rispetto all'asse baricentrico della sezione reagente, dell'area reagente compresa tra la corda che si considera ed il contorno di una delle due parti in cui la corda stessa divide la sezione;
- b = larghezza della corda su cui si valutano le τ

La determinazione delle tensioni tangenziali viene effettuata in corrispondenza delle seguenti fibre (si veda *figura 18*) :

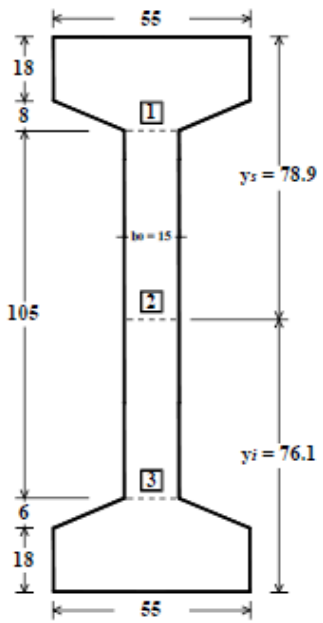
1) ATTACCO SOLETTA – ANIMA

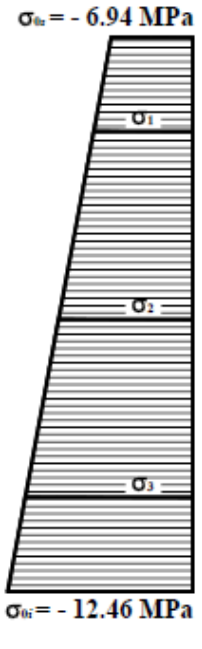
$S = [(550*180)*699] + [(150*80)*569] + 2*[½*(200*80)*582.3] = 85345800\ mm^3$

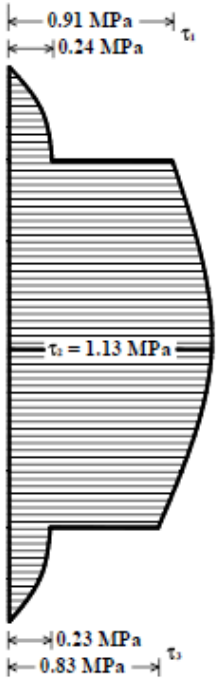
In corrispondenza della sezione di attacco dell'anima all'ala si avrà una discontinuità, per l
della larghezza b della sezione:

$$\tau_1 = \frac{210990 * 85345800}{13182330 * 100^2 * 550} = 0.24\ MPa$$ *per la corda appartenente all'ala*

$$\tau_1 = \frac{210990 * 85345800}{13182330 * 100^2 * 150} = 0.91\ MPa$$ *per la corda appartenente all'anima*







2) BARICENTRO

$S = 853458020 + (150*529)*264.5 = 106333875\ mm^3$

$$\tau_2 = \frac{210990 * 106333875}{13182330 * 100^2 * 150} = 1.13\ MPa$$

3) ATTACCO ANIMA – BULBO

$S = [(550*180)*671] + [(150*60)*551] + 2*[½*(200*60)*561] = 78120000\ mm^3$

In corrispondenza della sezione di attacco dell'anima al bulbo si avrà una discontinuità, per la variazione
della larghezza b della sezione:

$$\tau_3 = \frac{210990 * 78120000}{13182330 * 100^2 * 550} = 0.23\ MPa$$ *per la corda appartenente al bulbo*

$$\tau_3 = \frac{210990 * 78120000}{13182330 * 100^2 * 150} = 0.83\ MPa$$ *per la corda appartenente all'anima*

RISULTANTE AL TIRO NELLA SEZIONE C – C (si veda *figura 19*)

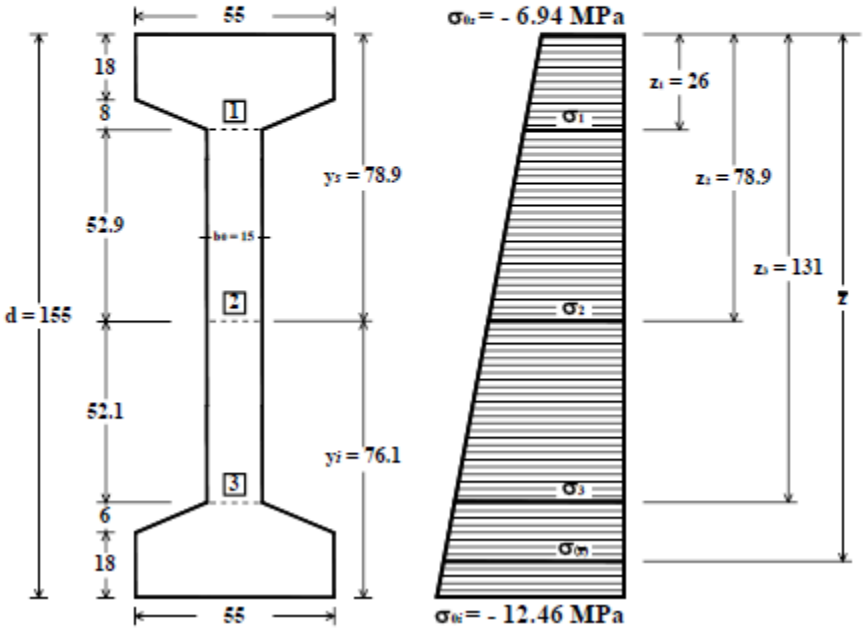
N = 4117.213 kN

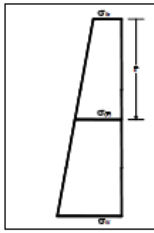
e = 0.158 m

M = 181 kNm (dalle tabelle di pagina 18)

Si ha (dalle tabelle di pagina 31):

(figura 19)





$\sigma(\bar{z}) = -[\sigma_{0s} + (\sigma_{0i} - \sigma_{0s}) * \frac{z}{d}] = -[6.94 + (5.52/1550) * z]$ ⟶

fibra	$\sigma(\bar{z})$ [MPa]
1	– 7.87
2	– 9.75
3	– 11.60

Per cui le tensioni principali valgono:

fibra 1	$\sigma_\eta = \frac{\sigma + \sqrt{(\sigma^2 + 4\tau^2)}}{2} = \frac{-7.87 + \sqrt{(7.87^2 + 4*0.91^2)}}{2} = 0.21$ MPa
fibra 2	$\sigma_\eta = \frac{\sigma + \sqrt{(\sigma^2 + 4\tau^2)}}{2} = \frac{-9.75 + \sqrt{(9.75^2 + 4*1.13^2)}}{2} = 0.26$ MPa
fibra 3	$\sigma_\eta = \frac{\sigma + \sqrt{(\sigma^2 + 4\tau^2)}}{2} = \frac{-11.60 + \sqrt{(11.60^2 + 4*0.83^2)}}{2} = 0.12$ MPa

Risultando in tutte e tre le fibre:

$$\sigma_\eta < f_{ctd} = \frac{f_{ctm}}{\gamma_c} = 0.7 * \frac{f_{ctm}}{1.5} = 0.7 * \frac{0.3 * f_{ck}^{2/3}}{1.5} = 1.41 \text{ MPa}$$

Non è richiesto dunque il calcolo delle armature resistenti a taglio.

La prova orale

La staffatura minima, a norma di regolamento vale:

$$(\S\ 4.1.8.2.2\ \text{NTC '08}) \begin{cases} A_{s,st} \geq 1.5 * b_0\ [mm^2/m] = 1.50 * 150 = 225\ [mm^2/m] \\ P_{st} \leq \begin{cases} 330\ mm \\ 0.8 * d = 0.8 * (1550 - 90) = 1168\ mm \end{cases} \end{cases}$$

Per cui si dispongono staffe ϕ 8/25" $\longrightarrow$ $A_{s,st} = 2 * 50\ mm^2 * 4\ staffe/m = 400\ mm^2/m$

In testata, per una lunghezza di 155 cm, si dispongono invece staffe ϕ 8/10" in ottemperanza con quanto prescritto dalle NTC '08 § 4.1.2.1.3

17) ARMATURE DI FRETTAGGIO

Dietro gli apparecchi di ancoraggio deve disporsi un'armatura tri - direzionale atta ad assorbire gli sforzi di trazione e di taglio derivanti dalla diffusione delle forze concentrate. Tale armatura va calcolata mediante i metodi forniti dalla teoria dell'elasticità o in base a formule di tipo sperimentale.

Nel caso in esame, avendo adottato il sistema di precompressione Morandi M5 (si veda pagina 47 dell'**ALLEGATO 2**), il frettaggio è costituito da un'armatura standard uguale per qualsiasi tipo di testata e da una serie di spezzoni normali all'asse della trave che attraversano il calcestruzzo e si agganciano alle staffe costituendo una griglia; il numero e la posizione di questi spezzoni varia in funzione del tipo di cavi e della dimensione della testata.

Le armature di frettaggio sono riportate nell' **ALLEGATO GRAFICO 5**.

18) VERIFICA A FESSURAZIONE

Avendo $K1,_{min} = \dfrac{f_{ctm}}{1.2}$ (si veda il **PUNTO 5**) le verifiche a fessurazione risultano automaticamente soddisfatte.

La determinazione del Momento Resistente Ultimo di una sezione in c.a.p. si esegue in modo del tutto analogo a quanto visto per le sezioni in c.a. normale con l'unica differenza nel considerare anche il contributo dell'acciaio da precompressione (si veda *figura 20*).

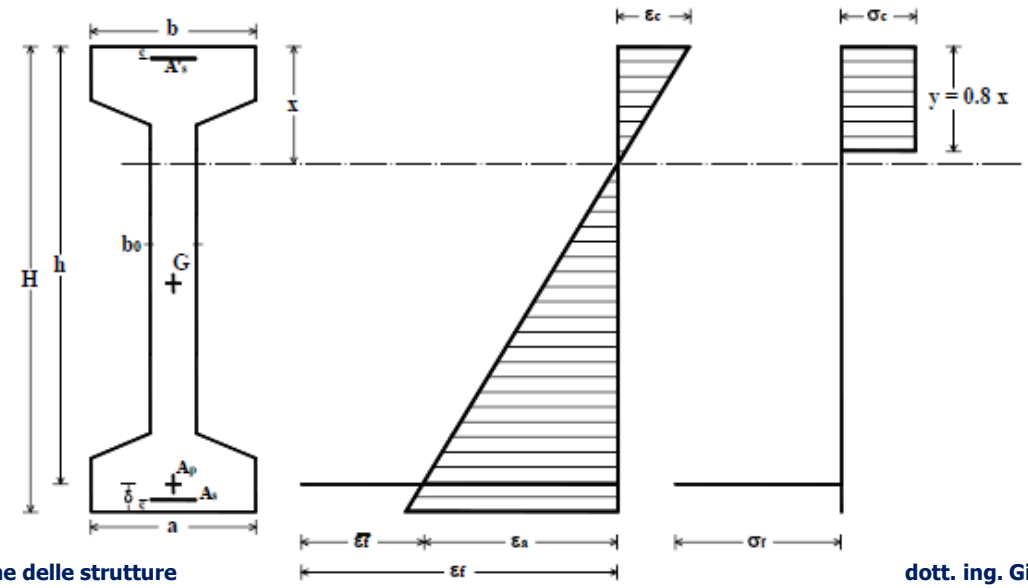
Ipotesi di Base (NTC '08 § 4.1.2.1.2.1):

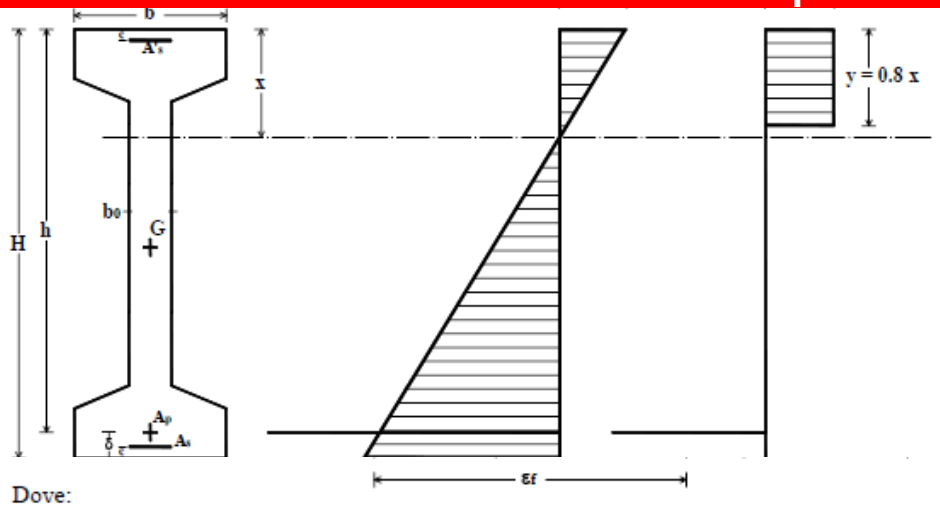
- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
- rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- deformazione iniziale dell'armatura di precompressione considerata nelle relazioni di congruenza della sezione.

Pertanto la verifica di resistenza (S.L.U.) si esegue controllando che:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed})$$

La resistenza di progetto **Med** si valuterà facendo riferimento ai diagrammi delle ε (deformazioni) e delle σ (tensioni) illustrati in *figura 20* :





Dove:

ε_{fp} = deformazione corrispondente alla precompressione residua

ε_{ap} = deformazione corrispondente alla decompressione della fibra di cls posta alla quota del cavo

$\overline{\varepsilon f} = \varepsilon_{fp} + \varepsilon_{ap}$

ε_a = deformazione, letta sul diagramma delle ε, in corrispondenza della situazione ultima della sezione.

La deformazione nell'acciaio armonico ε_{fp} dovuta alla pretensione delle armature, valutata con riferimento alla tensione media, è:

$$\varepsilon_{fp} = \frac{N_p}{A_p * E_p} = \frac{3181083\ [\text{N}]}{3344.4\ [\text{mm}^2] * 200000\ [\text{N/mm}^2]} = 0.00476 = 0.476\% = 4.76‰$$

La deformazione nella fibra di cls, posta alla quota dei cavi è:

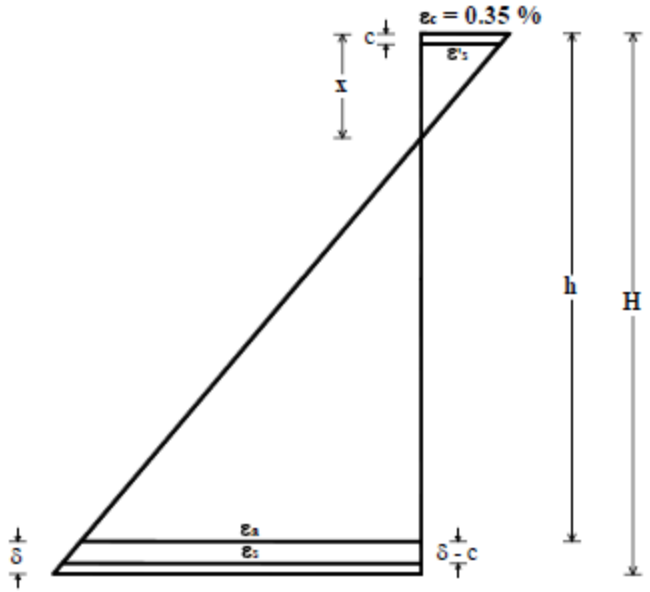
$$\varepsilon_{ap} = \frac{N_p}{E_{cm}} * \left(\frac{1}{A_{id}} + \frac{e^2}{I} \right) = \frac{3181083}{33350} * \left(\frac{1}{422300} + \frac{671^2}{13182330 * 100^2} \right) = 0.00055 = 0.55‰$$

Le Equazioni necessarie a valutare $\mathbf{M_{Rd}}$ *sono:*

$$\frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon'_s}{x - c} = \frac{\varepsilon_a}{h - x}$$ 1) Equazione di congruenza

$C - T = 0$ 2) Equazione di equilibrio alla traslazione

Si determina la posizione dell'asse neutro "x" eguagliando gli sforzi risultanti di compressione e di trazione (si veda *figura 21*):



$c = 3\ cm \quad \delta = 9\ cm$

$$\varepsilon_a = \frac{0.0035}{x} * (146 - x)$$

$$\varepsilon_{0f} = \frac{f_{p(1)k}}{E_p} = \frac{1670}{200000} = 8.35‰$$

$$\varepsilon_f = \overline{\varepsilon f} + \varepsilon_a = 0.00531 + \varepsilon_a$$

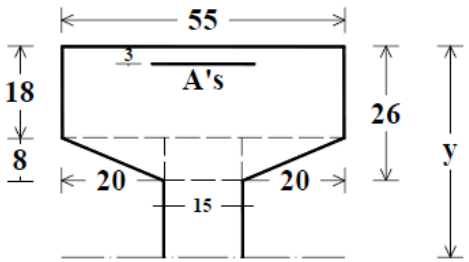
$$\sigma_f = \begin{cases} f_{p(1)k} \text{ se } \varepsilon_f = \overline{\varepsilon f} + \varepsilon_a > \varepsilon_{0f} \\ \text{(acciaio armonico snervato)} \\ \varepsilon_f * E_p = (\overline{\varepsilon f} + \varepsilon_a) * E_p \text{ se } \varepsilon_f < \varepsilon_{0f} \\ \text{(acciaio armonico in campo elastico)} \end{cases}$$

$$\varepsilon'_s = \frac{0.0035}{x} * (x - 3) \longrightarrow \sigma'_s = f_{yd} \text{ se } \varepsilon'_s > \varepsilon_{yd} = \frac{391.3}{200000} = 1.96‰$$

$$\varepsilon_s = \frac{0.0035}{x} * (152 - x) \longrightarrow \sigma_s = f_{yd} \text{ se } \varepsilon_s > \varepsilon_{yd} = \frac{391.3}{200000} = 1.96‰$$

Ipotizzando che l'asse neutro tagli l'anima della sezione (y > 26 cm) e le armature longitudinali ordinarie (As ed A's) siano snervate mentre quella di precompresione Ap resti in campo elastico, dall'equazione di equilibrio alla traslazione si ricava la posizione dell'asse neutro "x":

figura 22 – Determinazione dello sforzo di compressione **C**:



(figura 22)

La resistenza del cls allo stato limite ultimo: **fcd = 19.43 MPa** (valore di calcolo per cemento armato precompresso C32/40)

y = o.8 x

$$C = f_{cd} * [(550 * 180) + (200 * 80) + (150 * 80) + 150 * (0.8\,x - 260)] + (f_{yd} * 452)$$

Lo sforzo di trazione **T** vale:

$$T = A_p \cdot \left[\left(0.00557 + \frac{0.0035}{x} \cdot (1460 - x)\right] \cdot E_p + (452 \cdot f_{yd})\right.$$

Eguagliando i due sforzi (C e T) si perviene ad una equazione di secondo grado in incognita "x" (x = profondità dell'asse neutro):

$$2331.6\,x^2 + 632943.2\,x - 2658426400 = 0 \longrightarrow x = 94.06 \text{ cm}$$

Da cui:

$$y = 0.8 \cdot 94.06 = 75.25 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{0.0035}{94.06} \cdot (152 - 94.06) = 0.00215 > \frac{391.3}{200000} \longrightarrow \sigma_s = f_{yd} \text{ Ipotesi di partenza verificata}$$

$$\varepsilon'_s = \frac{0.0035}{94.06} \cdot (94.06 - 3) = 0.00339 > \frac{391.3}{200000} \longrightarrow \sigma'_s = f_{yd} \text{ Ipotesi di partenza verificata}$$

$$\varepsilon_a = \frac{0.0035}{94.06} \cdot (146 - 94.06) = 0.00193$$

$$\varepsilon_f = 0.00531 + 0.00193 = 0.0072 < \frac{1670}{200000} \longrightarrow \sigma_f = 0.0075 \cdot 200000 = 1500 \text{ MPa}$$

$\sigma_f < f_{p(1)k}$ anche questa ipotesi è ver

Lo sforzo di compressione C (come quello di trazione T) vale: **C = T = 4078.67 kN**

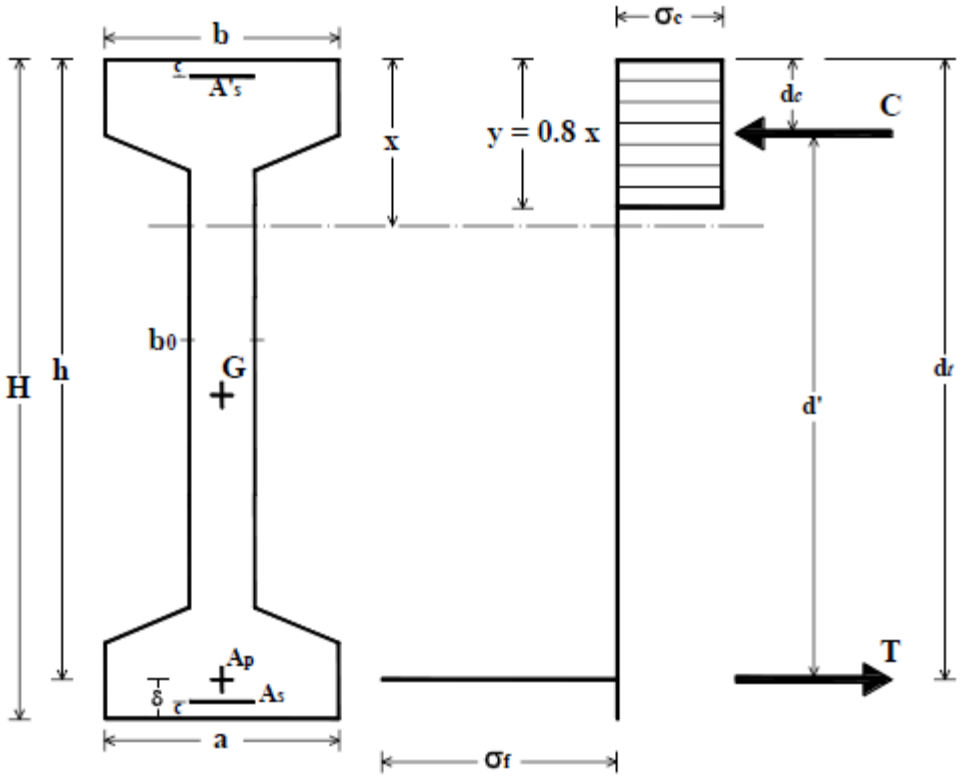
La distanza del punto di applicazione della risultante degli sforzi di compressione dal lembo superiore è pari a:

$$d_c = \frac{[(55 \cdot 18) \cdot 9] + [(20 \cdot 8) \cdot 22] + [(15 \cdot 8) \cdot 22] + [(15 \cdot 49.25) \cdot 50.625] + (6 \cdot 4.52 \cdot 3)}{(55 \cdot 18) + (20 \cdot 8) + (15 \cdot 8) + (15 \cdot 4.921) + (4.52 \cdot 6)} = 25.79 \text{ cm}$$

La risultante degli sforzi di trazione è invece applicata in un punto che dista dal lembo superiore di:

$$d_t = \frac{[(3344.4 \cdot 1500) \cdot 146] + [(452 \cdot 391.3) \cdot 152]}{(3344.4 \cdot 1500) + (452 \cdot 391.3)} = 146.20 \text{ cm}$$

La prova orale



Il braccio della coppia interna d' (si veda *figura 23*) risulta pertanto:

$$d' = d_t - d_c = 146.20 - 25.79 = 120.41 \text{ cm}$$

Il momento ultimo vale dunque: $M_{Rd} = T * d' = 4078.67 * 1.20 = 4894.4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 4055.76 \text{ kNm}$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{4055.76}{4894.40} = 0.83 < 1$$

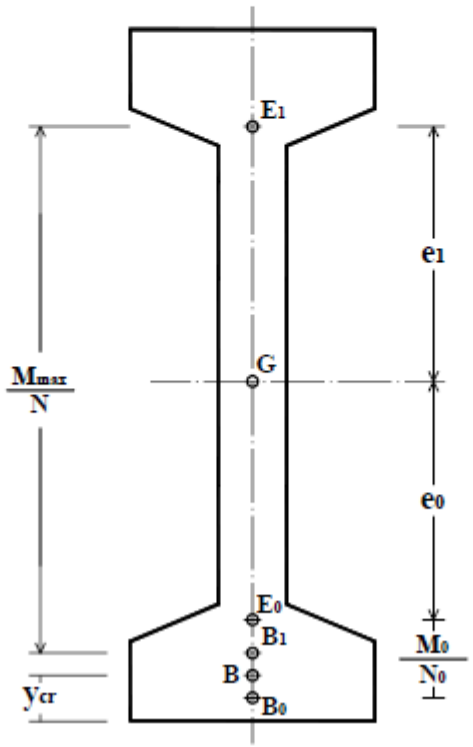
LA VERIFICA AGLI S.L.U RISULTA SODDISFATTA

20) PUNTI LIMITE E FUSO DI GUYON

Il problema della sagomatura dei cavi di precompressione riveste un'importanza notevole nella progettazione di una struttura precompressa. Tale sagomatura è legata a precisi criteri di statica ed economia, sempre che le caratteristiche della sollecitazione siano variabili da punto a punto nell'interno della struttura.

E' quindi importante determinare entro quali limiti possa variare la configurazione del *cavo risultante*, affinché in ogni punto della trave le tensioni ai lembi restino contenute nei limiti ammissibili prefissati.

(figura 24)



A tal fine si consideri la sezione di *figura 24* e siano **E0** ed **E1** i punti estremi del nocciolo limite. La condizione che ai lembi estremi non vengano superate le tensioni ammissibili equivale ad imporre che il centro di pressione, in qualsiasi fase di carico, cada sempre all'interno del nocciolo limite **E0E1**. Detti **N0** ed **N** rispettivamente lo sforzo di pretensione iniziale e finale e **B** il baricentro delle armature, in fase di tiro il centro di pressione sale della quantità **M0/N0**, mentre in fase di esercizio, a pieno carico, esso si sposta sempre a partire da **B**, della quantità **Mmax/N** .

Per la sezione di *figura 24*, riportando rispettivamente dai punti limite **E0** ed **E1** le quantità **Mmin/N0** ed **Mmax/N** , si individuano i due punti **B0** e **B1** ; è chiaro che il baricentro delle armature deve necessariamente essere compreso fra tali punti affinché si abbia il rispetto delle tensioni ammissibili in tutte le fasi del lavoro della sezione stessa.

Ripetendo tale costruzione sezione per sezione, si viene ad individuare una zona della trave nella quale deve essere contenuto il cavo risultante: a questa zona si da il nome di **Fuso di Guyon**.

Dalle condizioni limite in fase di tiro si ha:

$$K_{0,min} = \frac{N_0}{A} - \frac{N_0 * e'_0}{W_s} \longrightarrow e'_0 = \frac{\rho^2}{y_s} * \left(1 + \frac{K_{0,min}}{\sigma_{0m}}\right)$$

$$K_{0,max} = \frac{N_0}{A} + \frac{N_0 * e''_0}{W_i} \longrightarrow e''_0 = -\frac{\rho^2}{y_i} * \left(1 - \frac{K_{0,max}}{\sigma_{0m}}\right)$$

$\rho^2 = \frac{I}{A}$ $\quad \sigma_{0m} = \frac{N_0}{A}$ è la tensione normale media agente nella sezione in fase di tiro.

$K_{0,min} = 3.06$ MPa $\quad K_{0,max} = 22.40$ MPa

La prova orale

SEZ.	I	A	ρ^2	y_i	y_s	N_0	σ_{0m}	e'_0	e''_0
	mm^4	mm^2	mm^2	mm	mm	N	MPa	mm	mm
A – A	$131.823*10^9$	422300	312156	761	789	3894247	9.22	526.94	586.37
B – B	$131.823*10^9$	422300	312156	761	789	4027624	9.53	522.67	553.95
C – C	$131.823*10^9$	422300	312156	761	789	4117213	9.75	519.80	532.20
D – D	$1.70678*10^{11}$	852500	200208	761	789	4147697	4.86	413.52	949.49

Si assume $e_0 = \min (e'_0 ; e''_0)$

SEZIONE A – A	$e_0 =$ 52.69 cm	SEZIONE C – C	$e_0 =$ 52.0 cm
SEZIONE B – B	$e_0 =$ 52,27 cm	SEZIONE D – D	$e_0 =$ 41.35 cm

Dalle condizioni limite in fase di esercizio, si ha:

$$K_{1,min} = \frac{N}{A} - \frac{N_0 * e''_1}{W_i} \longrightarrow e''_1 = \frac{\rho^2}{y_i} * \left(1 + \frac{K_{1,min}}{\sigma_{1m}}\right)$$

$$K_{1,max} = \frac{N}{A} + \frac{N_0 * e'_1}{W_s} \longrightarrow e'_1 = -\frac{\rho^2}{y_s} * \left(1 - \frac{K_{1,max}}{\sigma_{1m}}\right)$$

$K_{1,min} = 2.55$ MPa $K_{1,max} = 14.40$ MPa

SEZ.	I	A	ρ^2	y_i	y_s	N	σ_{1m}	e''_1	e'_1
	mm^4	mm^2	mm^2	mm	mm	N	MPa	mm	mm
A – A	$131.823*10^9$	422300	312156	761	789	3181083	7.53	549.01	360.95
B – B	$131.823*10^9$	422300	312156	761	789	3267609	7.74	545.33	340.43
C – C	$131.823*10^9$	422300	312156	761	789	3338285	7.91	542.43	324.61
D – D	$1.70678*10^{11}$	852500	200208	761	789	3591690	4.21	422.43	614.18

Si assume **e_1 = min (e'_1 ; e''_1)**

SEZIONE A – A	e_1 = 36.09 cm	SEZIONE C – C	e_1 = 32.46 cm
SEZIONE B – B	e_1 = 34.04 cm	SEZIONE D – D	e_1 = 42.24 cm

La prova orale

Il **fuso di Guyon** è individuato dalle parabole le cui ordinate computate a partire dalle rette limiti e relative alle sezioni considerate, sono riportate nella seguente tabella (si vedano i dati di pagina 18, 19, 31):

	Fase di Tiro	**Fase di E. (COMB. RARA)**	**Fase di E. (COMB. Q. PER.)**
SEZIONE	M_0/N_0 [cm]	M/N [cm]	M/N [cm]
A – A	$\frac{727200000}{3894247} = 18.7$	$\frac{2800800000}{3181083} = 88$	$\frac{2685600000}{3181083} = 84.4$
B – B	$\frac{545400000}{4027624} = 13.5$	$\frac{2100600000}{3267609} = 64.3$	$\frac{2014200000}{3267609} = 61.6$
C – C	$\frac{181000000}{4117213} = 4.4$	$\frac{697100000}{3338285} = 20.9$	$\frac{668400000}{3338285} = 20$
D – D	0	0	0

Bisogna verificare che il *Cavo risultante* sia contenuto nel *Fuso di Guyon*:

Equazione del CAVO RISULTANTE (CAVO IDEALE): $y_i = A_i x^2 + B_i$

$y_{(x=0\ m)} = 9\ cm$

$y_{(x=12\ m)} = 77.316\ cm$

} Condizioni al contorno (dati di pagina 30)

$9 = A_i * (0^2) + B_i \longrightarrow B_i = 9$

$77.316 = A_i * (1200^2) + 9 \longrightarrow A_i = (77.316 - 9) * \frac{1}{1200^2} = 4.744 * 10^{-5}$

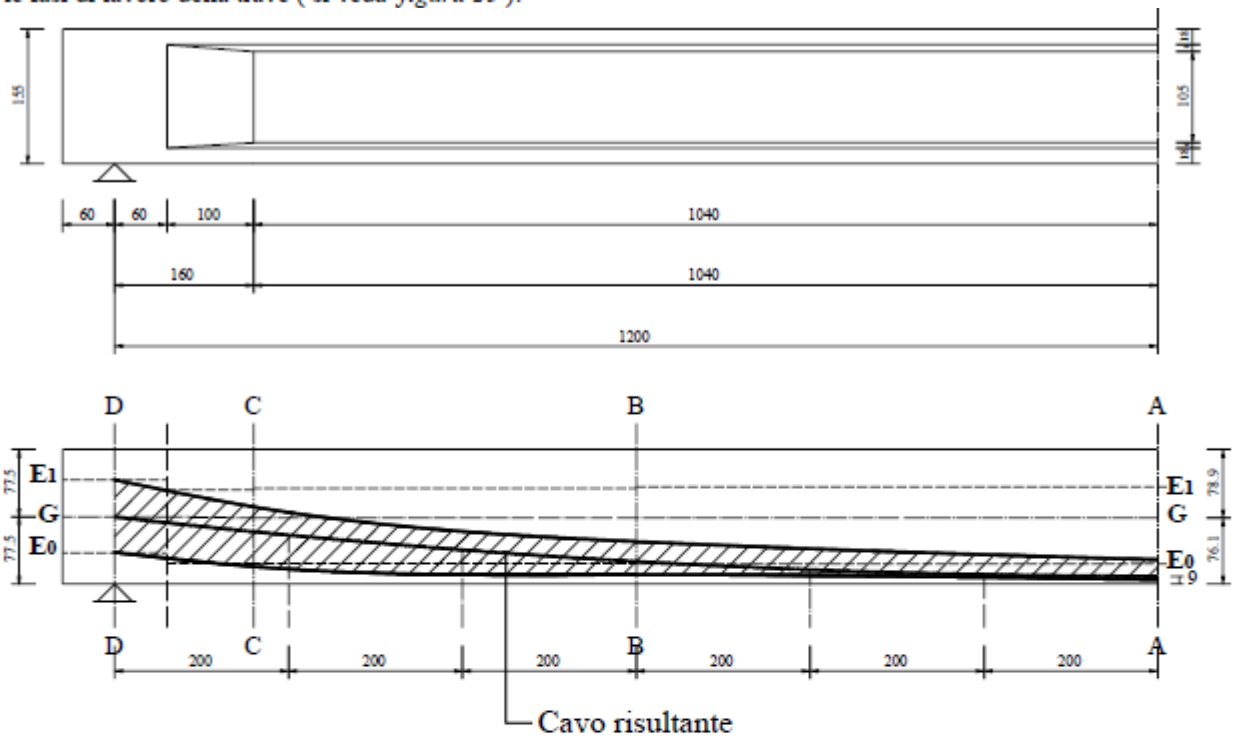
Da cui:

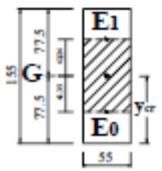
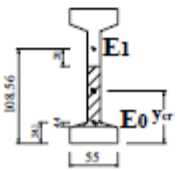
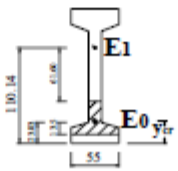
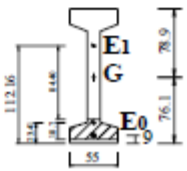
$y = 4.744 * 10^{-5} x^2 + 9$

Si ha:

		ORDINATE del CAVO RISULTANTE
SEZIONE	**x [cm]**	**y [cm]**
A – A	0	9
–	200	10.90
–	400	16.59
B – B	600	26.0
–	800	39.37
–	1000	56.46
C – C	1040	60.3
D – D	1200	77.316

Risultato: il *Cavo risultante* è contenuto nel *Fuso di Guyon*, assicurando così il rispetto delle tensioni ammissibili in tutte le fasi di lavoro della trave (si veda *figura 25*):

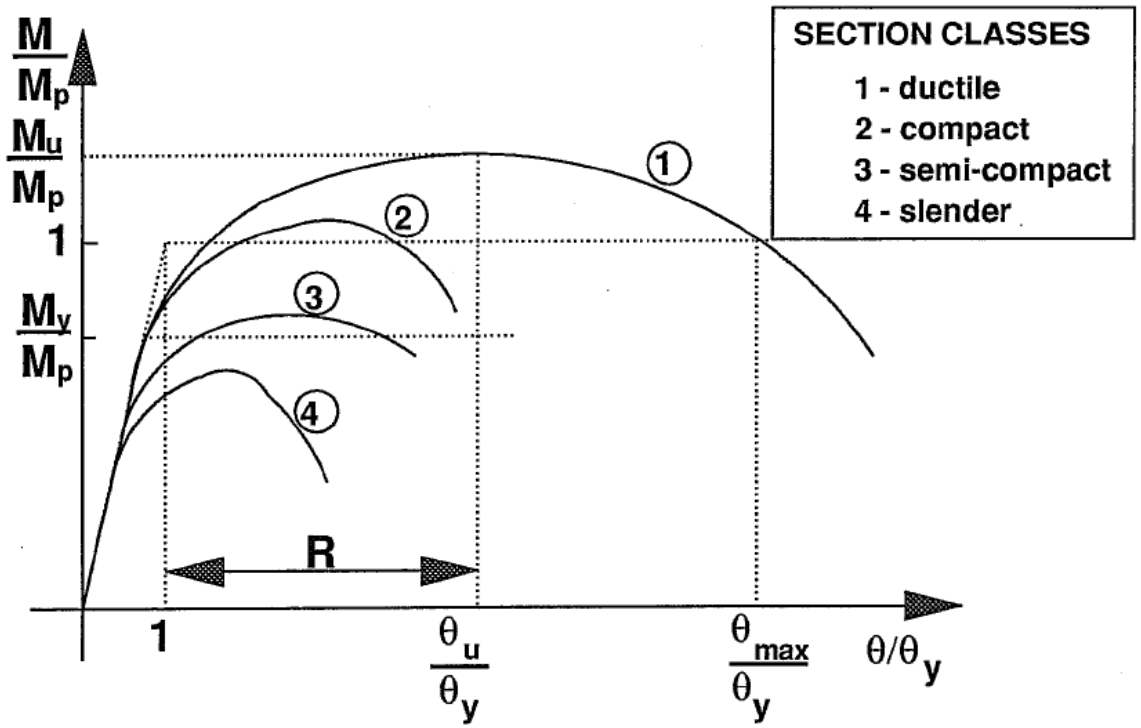


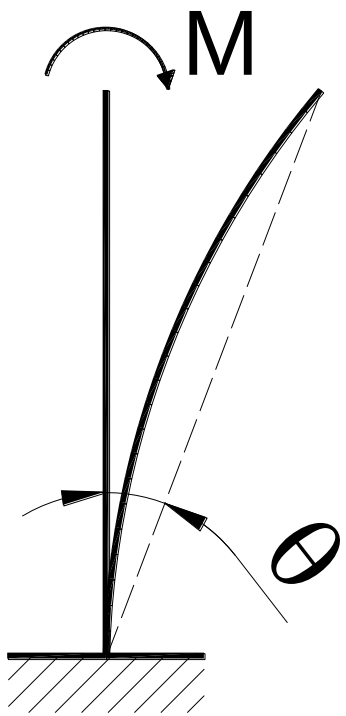
	FUSO DI GUYON		
SEZIONE D - D	SEZIONE C - C	SEZIONE B - B	SEZIONE A - A
$M_0/N_0 = 0$	$M_0/N_0 = 4.4$ cm	$M_0/N_0 = 13.5$ cm	$M_0/N_0 = 18.7$ cm
$M_{max}/N = 0$	$M_{max}/N = 20$ cm	$M_{max}/N = 61.6$	$M_{max}/N = 84.4$ cm
$e_0 = 41.35$ cm	$e_0 = 52.0$ cm	$e_0 = 52.27$ cm	$e_0 = 52.69$ cm
$e_1 = 42.24$ cm	$e_1 = 32.46$ cm	$e_1 = 34.04$ cm	$e_1 = 36.06$ cm
$y_{cr} = 77.316$ cm	$y_{cr} = 60.2$ cm	$y_{cr} = 26$ cm	$y_{cr} = 9$ cm
			

Progetto e Verifica elementi in acciaio

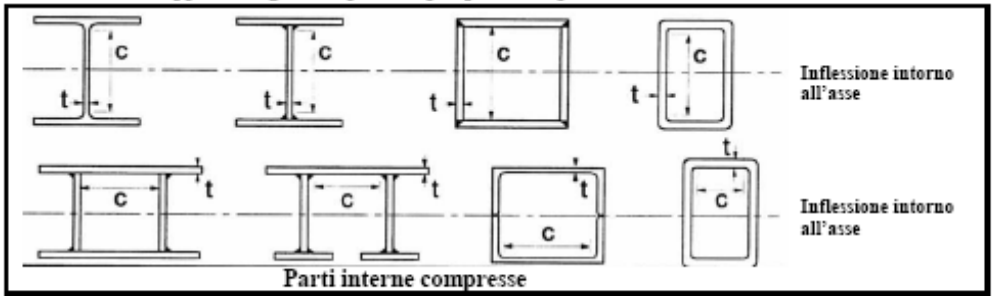
La classificazione delle sezioni è correlata alla capacità di raggiungere uno dei seguenti S.L.:

- S.L. di instabilità locale → sez. snella 4
- S.L. elastico → sez. semi-compatta 3
- S.L. plastico → sez. compatta 2
- S.L. di collasso → sez. duttile 1

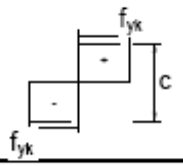
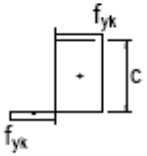
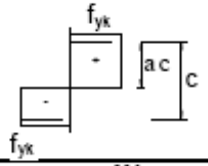
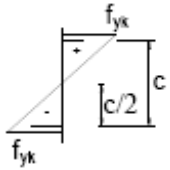
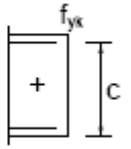
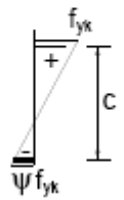




Massimi rapporti larghezza spessore (c/t) per parti compresse



Parti interne compresse

Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)			
1	$c/t \le 72\varepsilon$	$c/t \le 33\varepsilon$	quando $\alpha > 0{,}5 : c/t \le \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \le 0{,}5 : c/t \le \frac{36\varepsilon}{\alpha}$
2	$c/t \le 83\varepsilon$	$c/t \le 38\varepsilon$	quando $\alpha > 0{,}5 : c/t \le \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \le 0{,}5 : c/t \le \frac{41{,}5\varepsilon}{\alpha}$
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)			
3	$c/t \le 124\varepsilon$	$c/t \le 42\varepsilon$	quando $\psi > -1 : c/t \le \frac{42\varepsilon}{0{,}67 + 0{,}33\psi}$ quando $\psi \le -1^{*} : c/t \le 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$

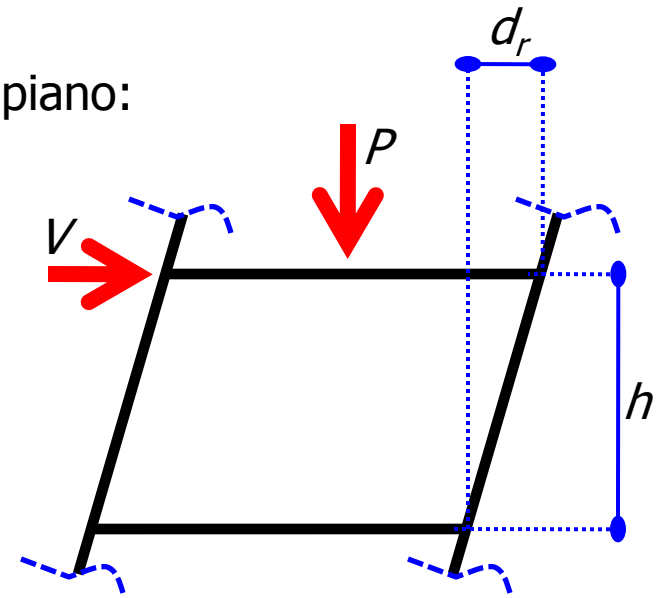
$\varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

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

VERIFICHE DI STABILITÀ

Effetti del II ordine (effetti *P-Δ*) trascurabili se ad ogni piano:

$$\theta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h} < 0.1$$



P : CV totale di tutti i piani superiori

d_r: spostamento medio d'interpiano

V : taglio di piano

h: altezza di interpiano

θ compreso tra 0.1 e 0.2 → effetti II ordine possono essere presi in conto incrementando gli effetti dell'azione sismica (valutati con un'analisi al I ordine) di un fattore pari a $1/(1-\theta)$, esprimibile anche come $1/(1-N/N_{b,Rd})$

EC3 **MAM** (Moment Amplification Method) metodo amplificazione momenti

θ compreso tra 0.2 e 0.3 → analisi II ordine

comunque θ ≤ 0.3

Resistenza di calcolo

La resistenza di calcolo delle membrature $\mathbf{R_d}$ si pone nella forma:

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

$\mathbf{R_k}$ è il valore caratteristico della resistenza – trazione, compressione, flessione, taglio e torsione della membratura, determinata dai valori caratteristici delle resistenza dei materiali $\mathbf{f_{yk}}$ e dalle caratteristiche geometriche degli elementi strutturali, dipendenti dalla classe della sezione;

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 esposti nella presente normativa ed utilizzando acciai dal grado S 235 al grado S 460 si adottano i fattori parziali γ_{M0} **e** γ_{M2}

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

4.2.4.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

4.2.4.1.2 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:

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

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.

4.2.4.1 Verifiche agli stati limite ultimi

4.2.4.1.2 Resistenza delle membrature

- **Trazione**
- **Compressione**
- **Flessione monoassiale**
- **Taglio**
- **Torsione**
- **Flessione e taglio**
- **Presso o tensoflessione retta**
- **Presso o tensoflessione biassiale**
- **Flessione, taglio e sforzo assiale**

4.2.4.1 Verifiche agli stati limite ultimi

4.2.4.1.3 Stabilità delle membrature

4.2.4.1.3.1 Aste compresse

4.2.4.1.3.2 Travi inflesse

4.2.4.1.3.3 Membrature inflesse e compresse

4.2.4.1.3.4 Stabilita' dei pannelli

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,

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

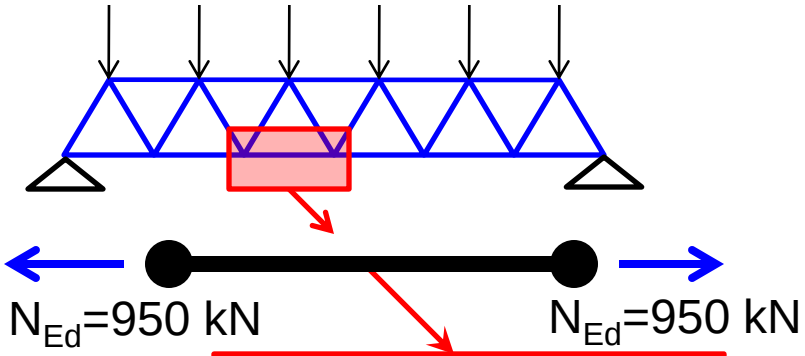
b) la **resistenza a rottura della sezione netta**, A_{net}, in corrispondenza dei fori per i collegamenti

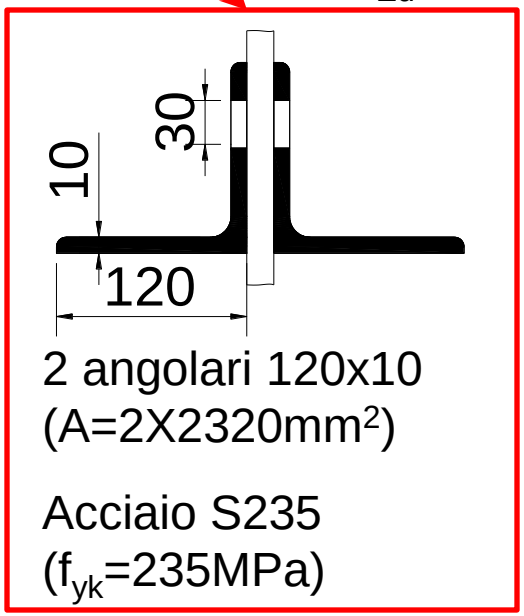
$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}}$$

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, $N_{u,Rd}$:

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

Esempio





Resistenza plastica sezione lorda:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{Mo}} = \frac{(2 \cdot 2320) \cdot 235}{1.05} = 1038.5kN$$

Resistenza a rottura sezione netta in corrispondenza dei fori per il collegamento:

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} =$$

$$= \frac{0.9 \cdot [2 \cdot (2320 - 30 \cdot 10)] \cdot 360}{1.25} = 1047.2kN$$

Resistenza di calcolo a trazione:

$$N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}) = 1038.5kN$$

Verifica:

$$\frac{N_{E,Rd}}{N_{t,Rd}} = \frac{950}{1038.5} = 0.91 < 1 \Rightarrow \text{Ok}$$

Compressione

Lo stato di sollecitazione di compressione semplice nei profili metallici è sempre associato al fenomeno dell'instabilità. **La verifica di resistenza deve sempre quindi essere accompagnata dalla verifica di stabilità**!

Verifica di resistenza

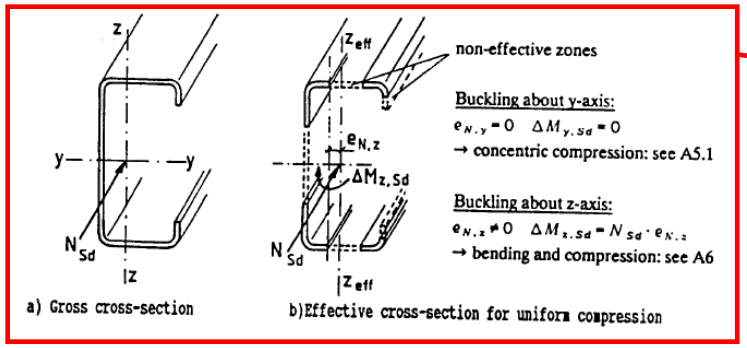
La forza di compressione di calcolo N_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

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

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

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

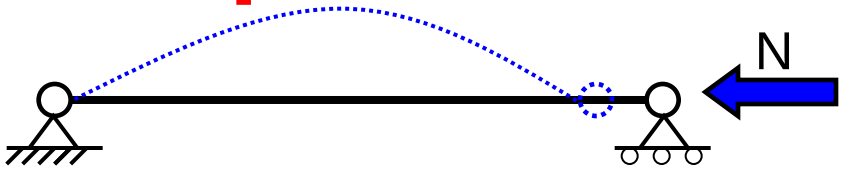
$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{\gamma_{Mo}}$$ per le sezioni di classe 4

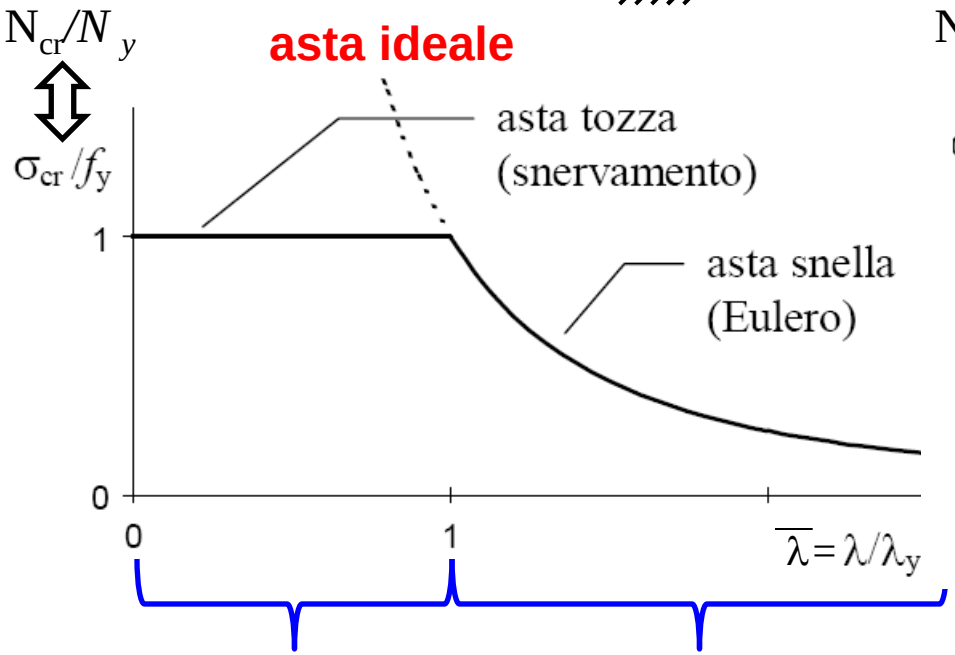


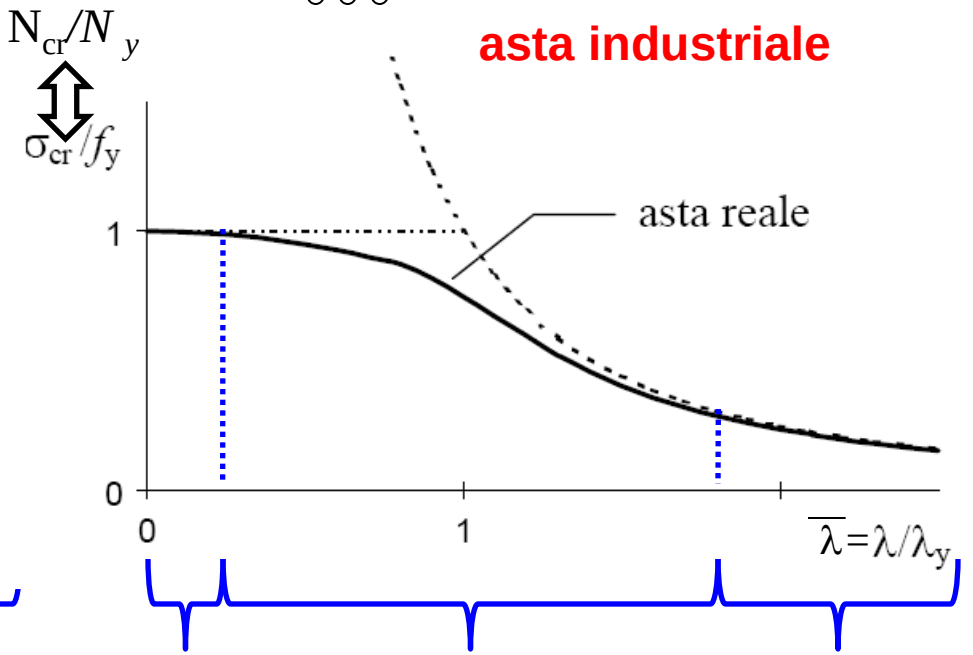
Non è necessario dedurre l'area dei fori per i collegamenti bullonati o chiodati, purché in tutti i fori siano presenti gli elementi di collegamento e non siano presenti fori sovradimensionati o asolati.

Compressione

Verifica di stabilità







$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{l^2}$$

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{l^2 A} = \frac{\pi^2 E}{(l/i)^2} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

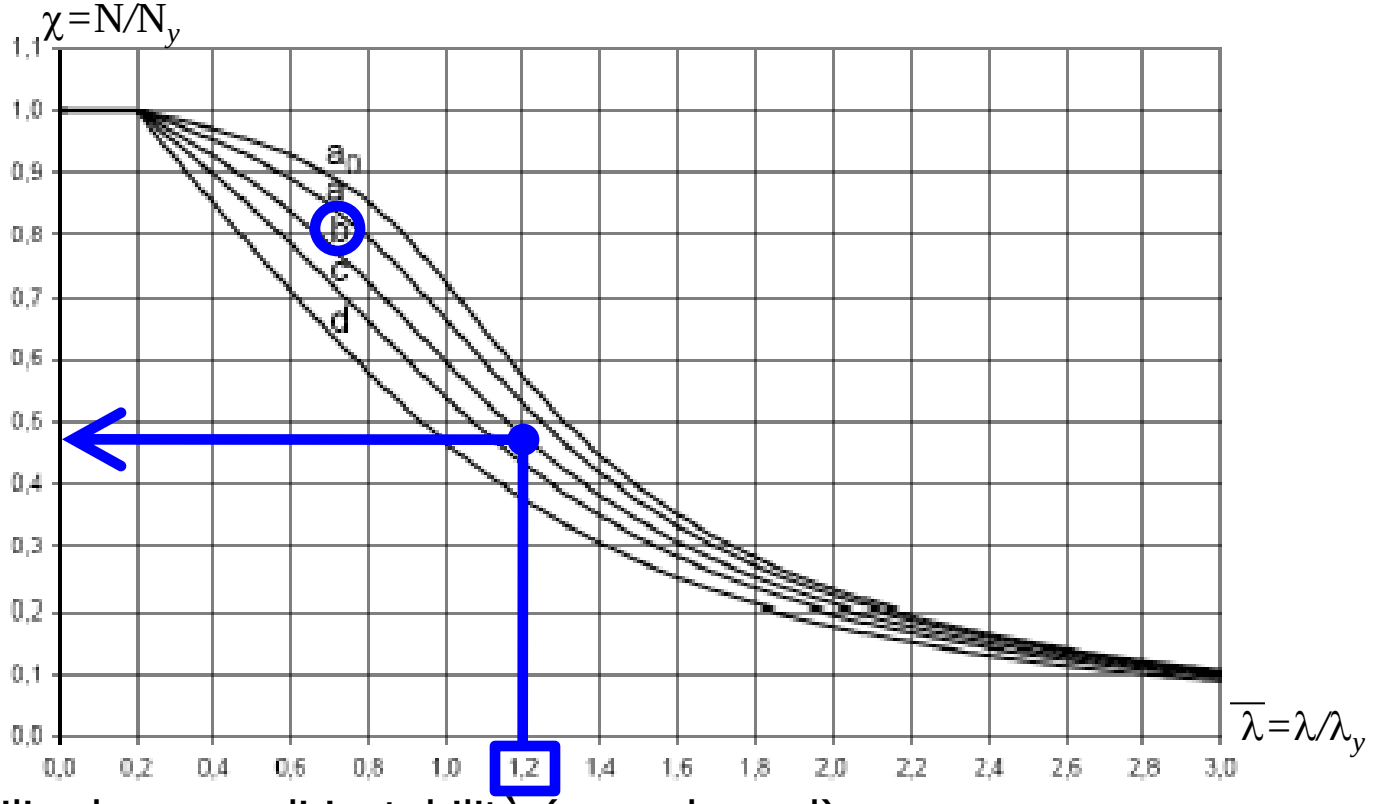
$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

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

$$\sigma_{cr} = f_y \Rightarrow \lambda_y = \pi\sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Compressione

Verifica di stabilità



1. stabilire la curva di instabilità (a_o, a, b, c, d)
2. calcolare la snellezza adimensionale $\overline{\lambda}=\lambda/\lambda_y$
3. valutare il coefficiente riduttivo $\chi=N/N_y$
4. resistenza all'instabilità: $N_{b,Rd}=\chi \cdot N_y$

Compressione

Verifica di stabilità

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

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

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

Compressione

Verifica di stabilità

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, dalla seguente formula

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

dove:

$$\Phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\overline{\lambda} - 0.2) + \overline{\lambda}^2]$$

la snellezza adimensionale $\overline{\lambda}$ è pari a

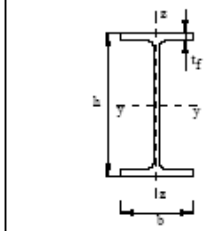
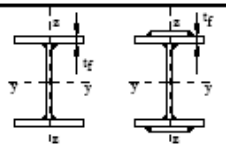
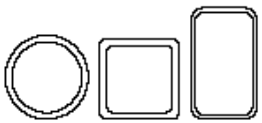
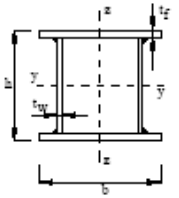
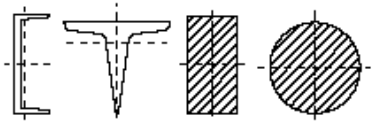
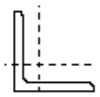
$$\overline{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$ per le sezioni di classe 1, 2 e 3

$$\overline{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr}}}$$ per le sezioni di classe 4

α è il fattore di imperfezione, ricavato dalla Tab 4.2.VI

Verifica di stabilità

Tabella 4.2.VI *Curve d'instabilità per varie tipologie di sezioni e classi d'acciaio, per elementi compressi.*

Sezione trasversale		Limiti		Inflessione 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 mm < $t_f \leq 100$ mm	y-y z-z	b c	a a
		h/b ≤ 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

Compressione

Verifica di stabilità

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 $\overline{\lambda}$ sia minore di 0,2 oppure nel caso in cui la sollecitazione di calcolo N_{Ed} sia inferiore a $0{,}04_{Ncr}$, gli effetti legati ai fenomeni di instabilità per le aste compresse possono essere trascurati.

Limitazioni della snellezza

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

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

$\lambda = l_0 / i$

dove

l_0 è la lunghezza d'inflessione nel piano considerato,

i è il raggio d'inerzia relativo.

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

Flessione

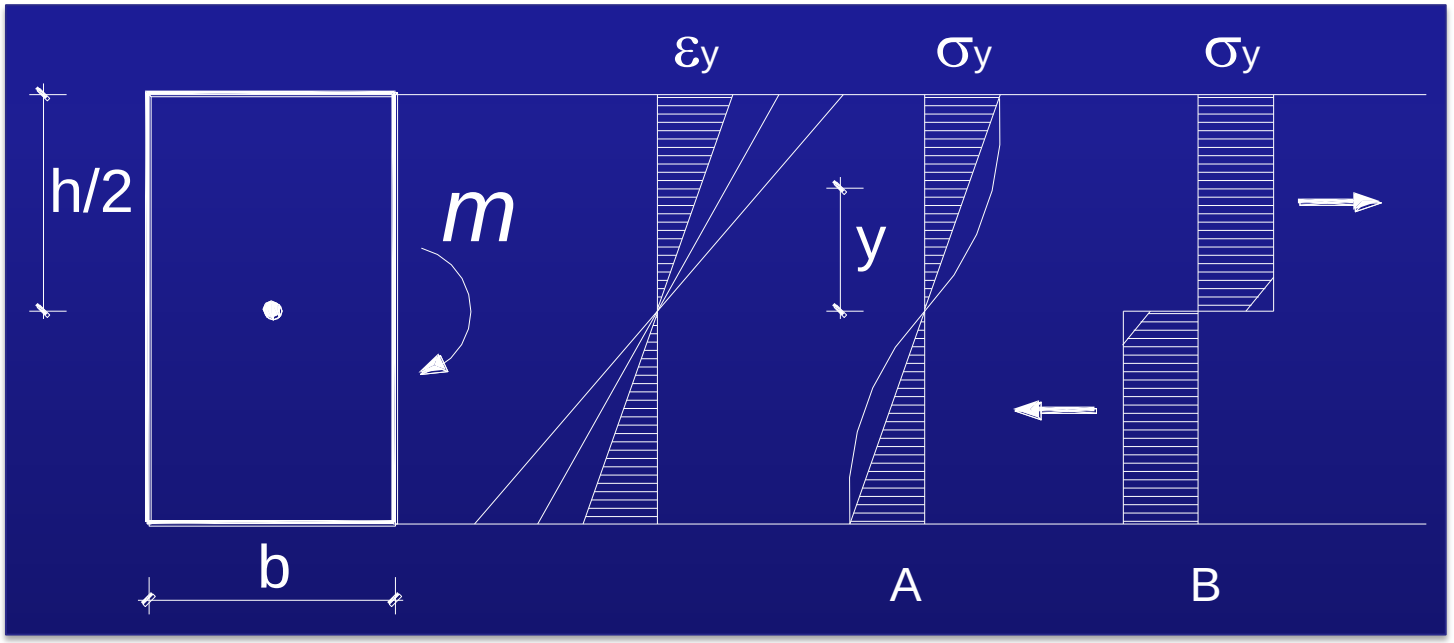
Verifiche di resistenza

Le verifiche di resistenza possono farsi seguendo due differenti approcci:

in termini tensionali, considerando le tensioni normali associate alla flessione, quelle tangenziali associate al taglio ed eventualmente una loro opportuna combinazione;

in termini di caratteristiche prestazionali globali della sezione (con riferimento al momento resistente di progetto e alla resistenza a taglio di progetto della sezione).

Flessione



A: analisi elastica → $\sigma_{max} = \frac{M}{I} \cdot y_{max} = \frac{M}{W_{el}} \leq \sigma_y \Leftrightarrow M \leq M_{el} = W_{el} \cdot \sigma_y$

con W_{el} = modulo di resistenza elastica della sezione (dal sagomario)

B: analisi plastica → $M \leq M_{pl} = W_{pl} \cdot \sigma_y$

con W_{pl} = modulo di resistenza plastica della sezione (dal sagomario)

Flessione

Verifiche di resistenza (secondo approccio)

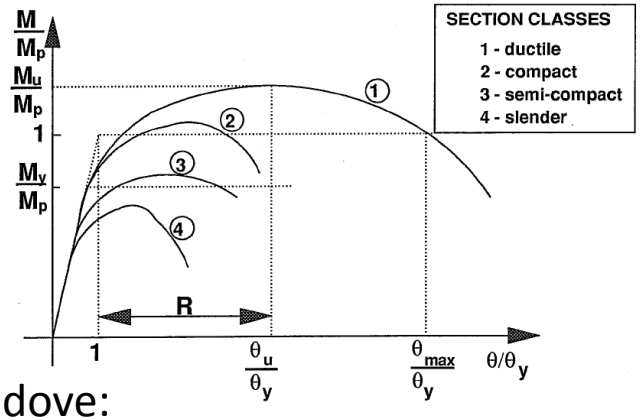
Flessione monoassiale (retta)

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:



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

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

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

dove:

$W_{el,min}$ è il modulo resistente elastico minimo della sezione in acciaio;

$W_{eff,min}$ è il modulo 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.

Flessione

Verifiche di resistenza
(secondo approccio)

Flessione monoassiale (retta)

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;

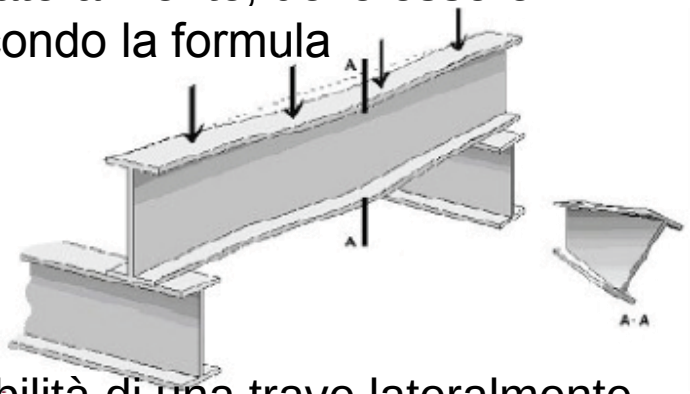
f_t è la resistenza ultima dell'acciaio.

Flessione

Verifiche di stabilità

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

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



dove:

M_{Ed} è il massimo momento flettente di calcolo

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

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

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

dove:

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

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

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

Flessione

Verifiche di stabilità

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

dove:

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

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

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 indicazione riportate nella Tab. 4.2.VII;

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);

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

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

Flessione

Verifiche di stabilità

Fattore di imperfezione α_{LT}

Tabella 4.2.VII *Definizione delle curve d'instabilità per le varie tipologie di sezione e per gli elementi inflessi.*

Sezione trasversale	Limiti	Curva di instabilità da Tab. 4.2.VI
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

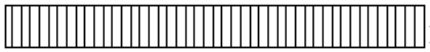
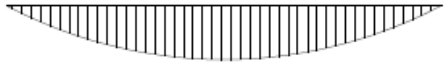
Curva di instabilità	a_0	a	b	c	d
Fattore di imperfezione α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Flessione

Verifiche di stabilità

Il fattore correttivo k_c assume i valori riportati in Tab. 4.2.VIII.

Tabella 4.2.VIII *Coefficiente correttivo del momento flettente per la verifica a stabilità delle travi inflesse.*

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

Flessione

Verifiche di stabilità

C4.2.4.1.3.2 Stabilità delle membrature inflesse

Per profili standard (sezioni doppiamente simmetriche ad I o H) il momento critico può calcolarsi con la seguente formula

$$M_{cr} = \psi \cdot \frac{\pi}{L_{cr}} \cdot \sqrt{EI_y \cdot GI_t} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{L_{cr}}\right)^2 \cdot \frac{EI_\omega}{GI_t}}$$

dove:

L_{cr} è la lunghezza di libera inflessione laterale, misurata tra due ritegni torsionali successivi;

EI_y è la rigidezza flessionale laterale del profilo (misurata in genere rispetto all'asse debole);

GI_T è la rigidezza torsionale del profilo;

EI_ω è la rigidezza torsionale secondaria del profilo.

Il coefficiente ψ tiene conto della distribuzione del momento flettente lungo la trave ed è dato dall'espressione

$$\psi = 1.75 - 1.05 \cdot \frac{M_B}{M_A} + 0.3 \cdot \left(\frac{M_B}{M_A}\right)^2$$

in cui M_A ed M_B sono i momenti flettenti agenti alle estremità della trave, con $|M_B| < |M_A|$.

Taglio

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

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

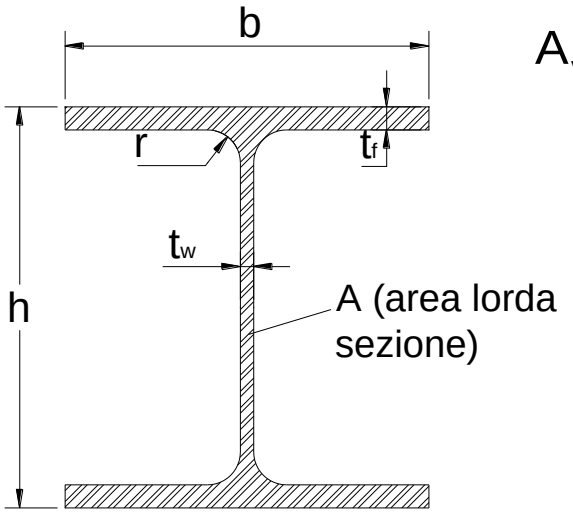
dove la resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd}$, in assenza di torsione, vale

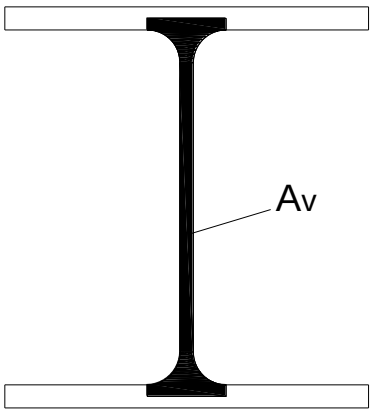
$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{Mo}}$$

dove A_v è l'area resistente a taglio.

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

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





Taglio

per profilati a C o ad U caricati nel piano dell'anima si può assumere

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

per profilati ad I e ad H caricati nel piano delle ali si può assumere

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

per profilati a T caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = 0.9 \cdot (A - b \cdot t_f)$$

per profili rettangolari cavi "profilati a caldo" di spessore uniforme si può assumere

$A_v = A \cdot h/(b+h)$ quando il carico è parallelo all'altezza del profilo

$A_v = A \cdot b/(b+h)$ quando il carico è parallelo alla base del profilo

per sezioni circolari cave e tubi di spessore uniforme:

$$A_v = 2 \cdot A / \pi$$

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

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

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

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

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 $\tau_{t,Ed}$ è valutata in campo elastico lineare.

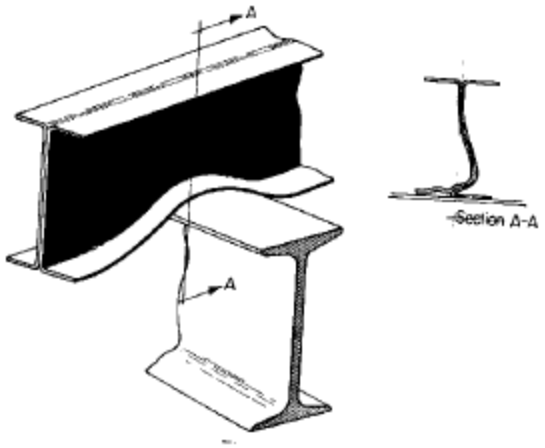
Taglio

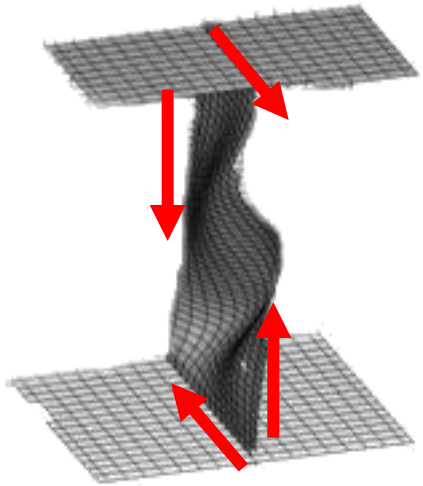
La verifica all'instabilità dell'anima della sezione soggetta a taglio e priva di irrigidimenti deve essere condotta se:

$$\frac{h_w}{t} > \frac{72}{\eta} \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}\,[MPa]}}$$

con η assunto cautelativamente pari a 1,00 oppure valutato secondo quanto previsto in norme di comprovata validità.

Per la verifica occorre far riferimento a normative di comprovata validità (§4.2.4.1.3.4) (→EC3).

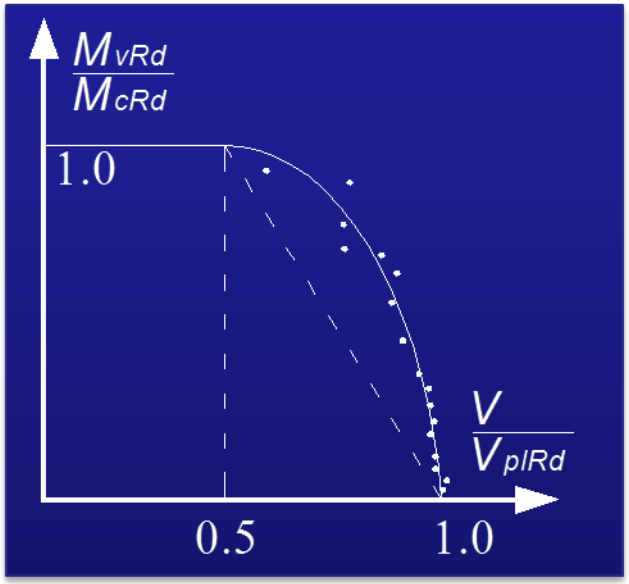




Taglio

Flessione e taglio

Se $V_{Ed} \leq 0.5 \cdot V_{c,Rd}$ 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 $V_{Ed} > 0.5 \cdot V_{c,Rd}$ 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 $(1 - \rho)\, f_{yk}$.

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:

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

Presso Flessione

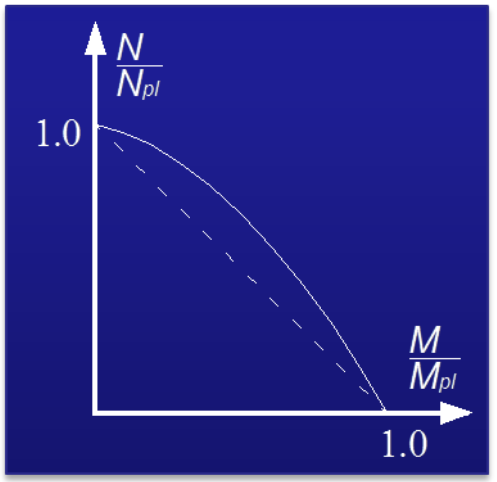
Occorre verificare sia la resistenza che la stabilità (in genere più gravosa).
In alcuni casi, come per le travi presso-inflesse di mensole di controvento, è necessario effettuare anche la verifica di deformabilità.

Presso o tenso flessione retta

Verifiche di resistenza

✓ 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:

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



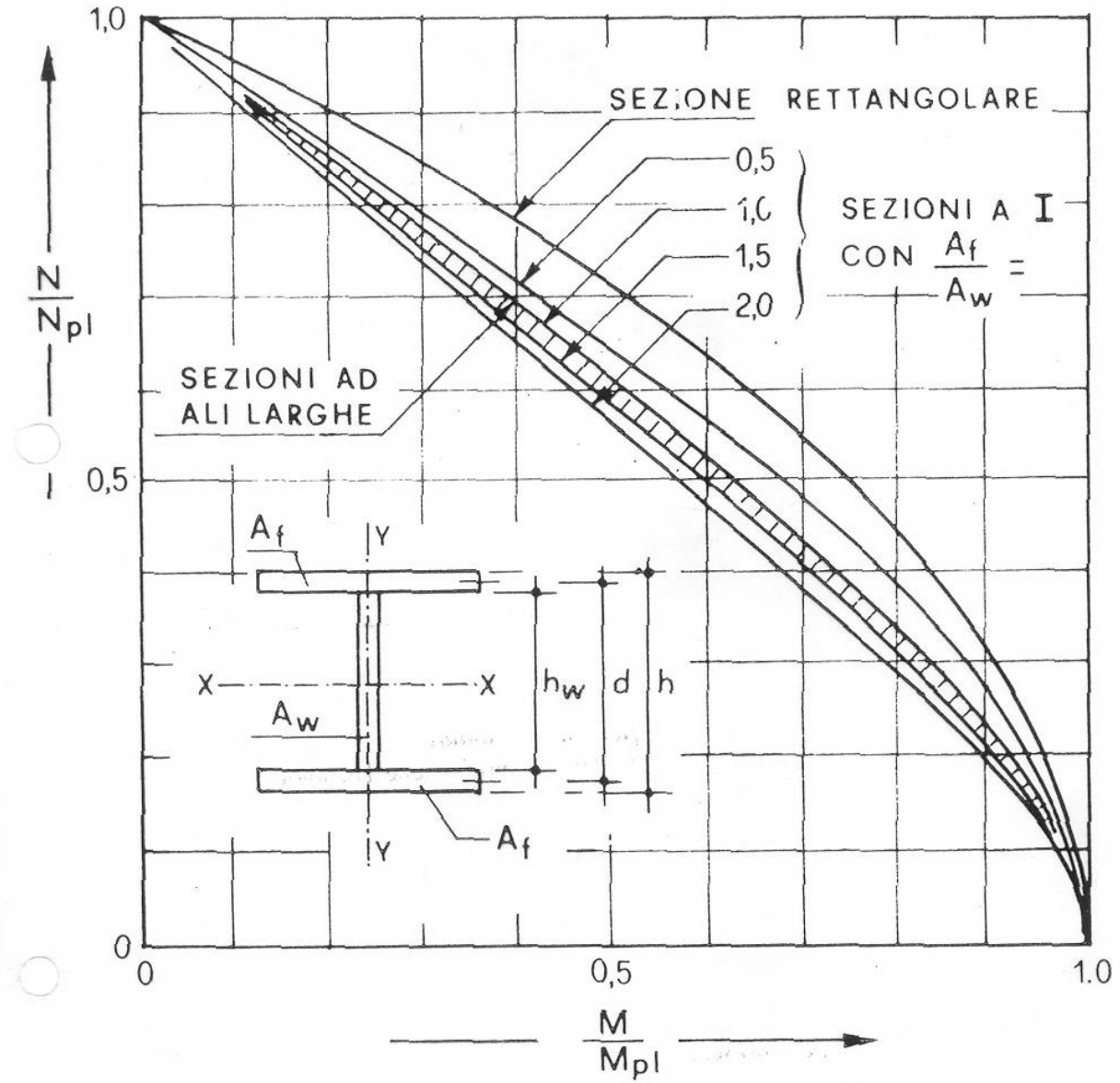
essendo:
$M_{pl,y,Rd}$ il momento resistente plastico a flessione semplice nel piano dell'anima, e posto:

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

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

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

Presso Flessione



Presso Flessione

Presso o tenso flessione retta

Verifiche di resistenza

✓ 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:

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \qquad \text{per } n \le a$$

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

essendo:

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

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

$$a = (A - 2\, b\, t_f) / A \le 0{,}5$$

dove:

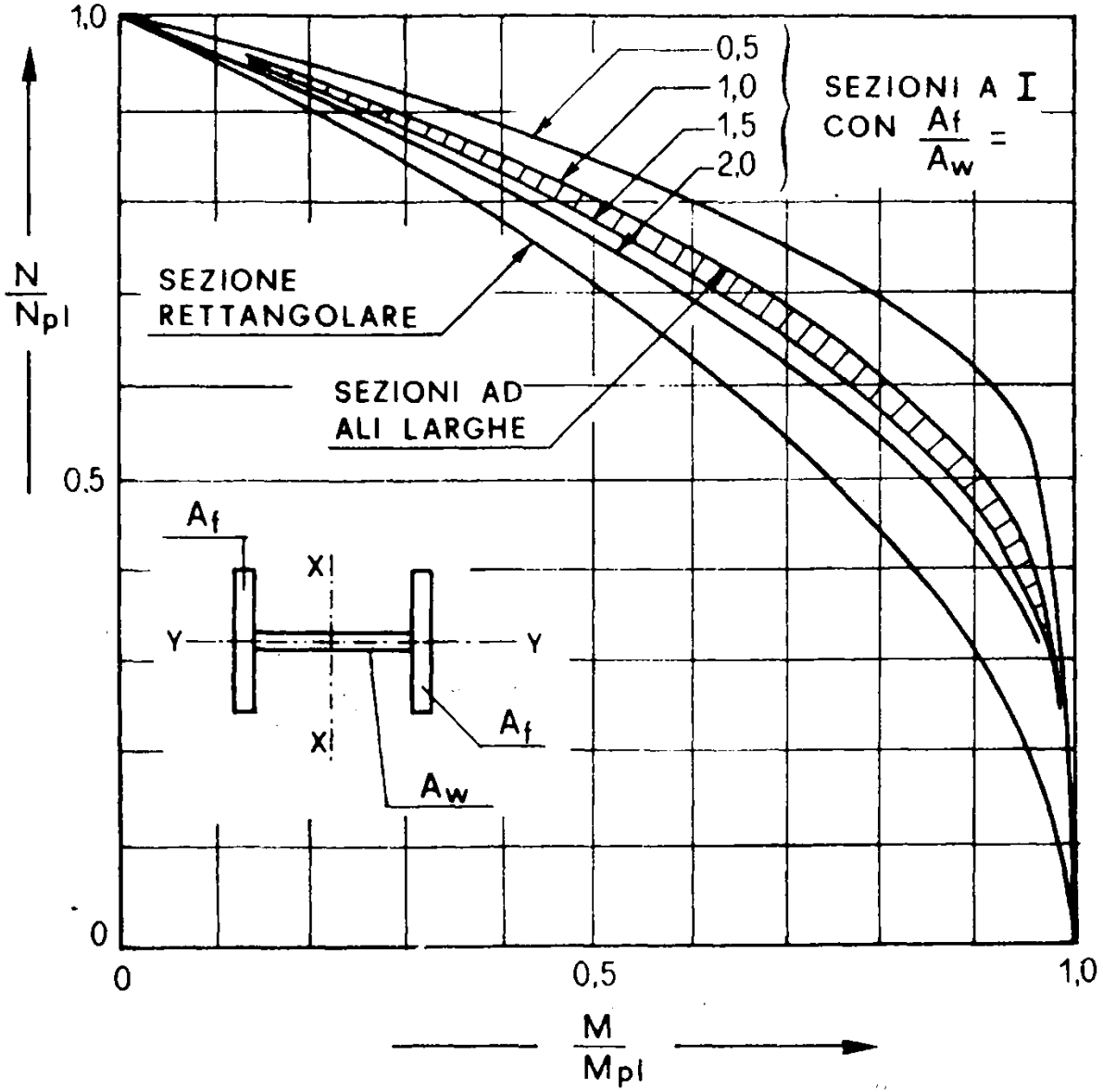
A è l'area lorda della sezione;

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 Flessione



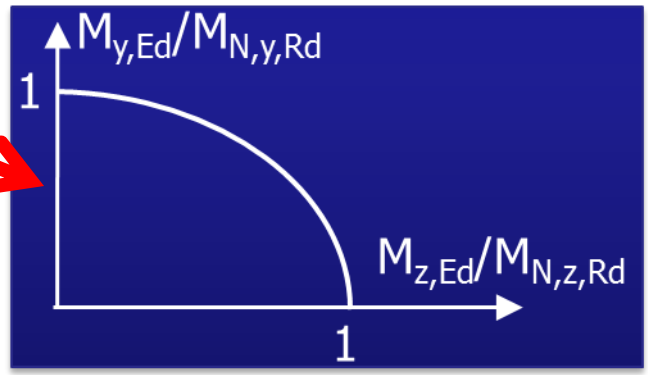
Presso Flessione

Verifiche di resistenza

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:

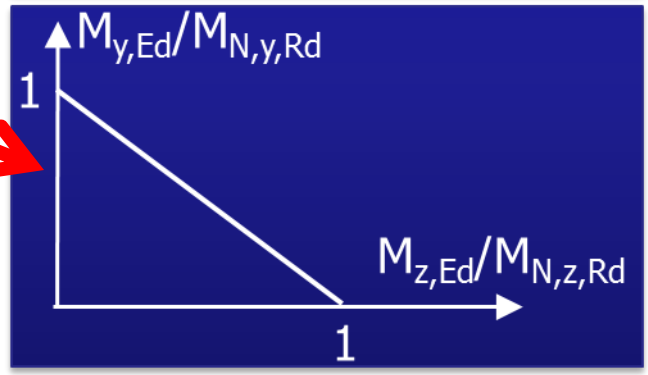
$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}}\right)^{2} + \left(\frac{M_{z,Rd}}{M_{N,z,Rd}}\right)^{5n} \leq 1$$



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:

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



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

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

Presso Flessione

Verifiche di resistenza

Flessione, taglio e sforzo assiale

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

Se $V_{Ed} \leq 0.5 \cdot V_{c,Rd}$, la resistenza a flessione della sezione può essere calcolata con le formule per la tenso/presso flessione.

Se $V_{Ed} > 0.5 \cdot V_{c,Rd}$, si assume una tensione di snervamento ridotta per l'interazione tra flessione e taglio:

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

dove

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

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

Presso Flessione

Verifiche di stabilità

4.2.4.1.3.3 Membrature inflesse e compresse

Per elementi strutturali soggetti a compressione e flessione, si debbono studiare i relativi fenomeni di instabilità facendo riferimento a normative di comprovata validità.

C.M. 2 FEBBRAIO 2009

C4.2.4.1.3.3 Membrature inflesse e compresse

Oltre alle verifiche di resistenza, per elementi presso inflessi devono essere eseguite, quando rilevanti, anche verifiche di instabilità a pressoflessione.

In assenza di più accurate valutazioni, si possono impiegare, in alternativa, i metodi A e B riportati nel seguito, o anche altre metodi ricavati da normative di comprovata validità.

Presso Flessione

Verifiche di stabilità

C4.2.4.1.3.3.1 Metodo A

Nel caso di aste prismatiche soggette a compressione N_{Ed} e a momenti flettenti $M_{y,Ed}$ e $M_{z,Ed}$ agenti nei due piani principali di inerzia, in presenza di vincoli che impediscono gli spostamenti torsionali, si dovrà controllare che risulti:

$$\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_{\min}\cdot f_{yk}\cdot A}+\frac{M_{y,eq,Ed}\cdot\gamma_{M1}}{f_{yk}\cdot W_y\cdot\left(1-\frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)}+\frac{M_{z,eq,Ed}\cdot\gamma_{M1}}{f_{yk}\cdot W_z\cdot\left(1-\frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)}\le 1$$

dove:

χ_{min} è il minimo fattore χ relativo all'inflessione intorno agli assi principali di inerzia;

W_y e W_z sono i moduli resistenti elastici per le sezioni di classe 3 e i moduli resistenti plastici per le sezioni di classe 1 e 2,

$N_{cr,y}$ e $N_{cr,z}$ sono i carichi critici euleriani relativi all'inflessione intorno agli assi principali di inerzia;

$M_{y,eq,Ed}$ e $M_{z,eq,Ed}$ sono i valori equivalenti dei momenti flettenti da considerare nella verifica.

Presso Flessione

Verifiche di stabilità

Se il momento flettente varia lungo l'asta si assume, per ogni asse principale di inerzia,

$$M_{eq,Ed} = 1.3 \cdot M_{m,Ed}$$

essendo $M_{m,Ed}$ il valor medio del momento flettente, con la limitazione

$$0.75 \cdot M_{max,Ed} \leq M_{eq,Ed} \leq M_{max,Ed}$$

Nel caso di asta vincolata agli estremi, soggetta a momento flettente variabile linearmente tra i valori di estremità M_a e M_b, $|M_a| \geq |M_b|$, si può assumere per $M_{eq,Ed}$ il seguente valore

$$M_{eq,Ed} = 0.6 \cdot M_a - 0.4 \cdot M_b \geq 0.4 \cdot M_a$$

Presso Flessione

Verifiche di stabilità

In presenza di fenomeni di instabilità flesso-torsionali bisogna verificare che sia:

$$\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_{\min}\cdot f_{yk}\cdot A}+\frac{M_{y,eq,Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_{LT}\cdot f_{yk}\cdot W_y\cdot\left(1-\frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)}+\frac{M_{z,eq,Ed}\cdot\gamma_{M1}}{f_{yk}\cdot W_z\cdot\left(1-\frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)}\le 1$$

dove χ_{LT} è il fattore di riduzione per l'instabilità flesso-torsionale, definito al §4.2.4.1.3.2 delle NTC e z è l'asse debole.

Presso Flessione

Verifiche di stabilità

C4.2.4.1.3.3.2 Metodo B

In assenza di più accurate valutazioni, nel caso di membrature a sezione costante con sezioni doppiamente simmetriche aperte o chiuse, soggette a sforzo assiale e momento flettente, la verifica di stabilità a pressoflessione, per sezioni di classe 1, 2 o 3, può essere eseguita controllando che siano soddisfatte le seguenti disuguaglianze

$$\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_y\cdot A\cdot f_{yk}}+k_{yy}\cdot\frac{M_{y,Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_{LT}\cdot W_y\cdot f_{yk}}+k_{yz}\cdot\frac{M_{z,Ed}\cdot\gamma_{M1}}{W_z\cdot f_{yk}}\le 1$$

$$\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_z\cdot A\cdot f_{yk}}+k_{zy}\cdot\frac{M_{y,Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_{LT}\cdot W_y\cdot f_{yk}}+k_{zz}\cdot\frac{M_{z,Ed}\cdot\gamma_{M1}}{W_z\cdot f_{yk}}\le 1$$

dove N_{Ed}, $M_{y,Ed}$ ed $M_{z,Ed}$ sono, rispettivamente, lo sforzo assiale ed i massimi momenti flettenti agenti sull'elemento nei piani di normale y e z, A è l'area e W_y e W_z i moduli resistenti elastici per le sezioni di classe 3 e i moduli resistenti plastici per le sezioni di classe 1 e 2, e k_{yy}, k_{yz}, k_{zy} e k_{zz} sono opportuni coefficienti di interazione dati nel seguito.

Presso Flessione

Verifiche di stabilità

Per sezioni di classe 4, le precedenti relazioni si modificano nelle seguenti:

$$\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_y\cdot A_{eff}\cdot f_{yk}}+k_{yy}\cdot\frac{(M_{y,Ed}+\Delta M_{y,Ed})\cdot\gamma_{M1}}{\chi_{LT}\cdot W_{eff,y}\cdot f_{yk}}+k_{yz}\cdot\frac{(M_{z,Ed}+\Delta M_{z,Ed})\cdot\gamma_{M1}}{W_{eff,z}\cdot f_{yk}}\le 1$$

$$\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_z\cdot A_{eff}\cdot f_{yk}}+k_{zy}\cdot\frac{(M_{y,Ed}+\Delta M_{y,Ed})\cdot\gamma_{M1}}{\chi_{LT}\cdot W_{eff,y}\cdot f_{yk}}+k_{zz}\cdot\frac{(M_{z,Ed}+\Delta M_{z,Ed})\cdot\gamma_{M1}}{W_{eff,z}\cdot f_{yk}}\le 1$$

dove A_{eff} è l'area efficace della sezione, $W_{eff,y}$ e $W_{eff,z}$ i moduli resistenti efficaci e $\Delta M_{y,Ed}$ e $\Delta M_{z,Ed}$ i momenti della forza normale N_{Ed} rispetto al baricentro della sezione efficace,

$$\Delta M_{y,Ed}=N_{Ed}\cdot e_{N,z}\quad\text{e}\quad\Delta M_{z,Ed}=N_{Ed}\cdot e_{N,y}$$

dove $e_{N,y}$ e $e_{N,z}$ sono le distanze del baricentro della sezione efficace dal baricentro della sezione lorda, lungo gli assi y e z rispettivamente.

Presso Flessione

Verifiche di stabilità

I coefficienti di interazione k_{yy}, k_{yz}, k_{zy} e k_{zz} sono dati nella Tabella C4.2.IV, per le membrature a sezione chiusa e per quelle a sezione aperta vincolate a torsione, e nella Tabella C4.2.V per le membrature a sezione aperta non vincolate a torsione. I valori riportati in dette tabelle dipendono dai coefficienti α_{my}, α_{mz} per l'instabilità a compressione con inflessione intorno agli assi y e z, rispettivamente, e dal coefficiente α_{mLT}, per l'instabilità flessotorsionale, che sono dati, in funzione del tipo di carico e dell'effettiva distribuzione dei momenti flettenti lungo l'elemento strutturale, in
Tabella C4.2.VI.

Tabella C4.2.IV - *Coefficienti di interazione per la verifica di stabilità a pressoflessione di elementi con modesta deformabilità torsionale*

k	Tipi di sezione	Sezioni di classe 3 e 4 (proprietà delle sezioni calcolate in campo elastico)	Sezioni di classe 1 e 2 (proprietà delle sezioni calcolate in campo plastico)
k_{yy}	I, H, Sezioni cave	$\alpha_{my}\cdot\left(1+0,6\cdot\bar{\lambda}_y\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_y\cdot A\cdot f_{yk}}\right)\le\alpha_{my}\cdot\left(1+0,6\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_y\cdot A\cdot f_{yk}}\right)$	$\alpha_{my}\cdot\left(1+(\bar{\lambda}_y-0,2)\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_y\cdot A\cdot f_{yk}}\right)\le\alpha_{my}\cdot\left(1+0,8\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_y\cdot A\cdot f_{yk}}\right)$
k_{yz}	I, H, Sezioni cave	k_{zz}	$0,6\cdot k_{zz}$
k_{zy}	I, H, Sezioni cave	$0,8\cdot k_{yy}$	$0,6\cdot k_{yy}$
k_{zz}	I, H	$\alpha_{mz}\cdot\left(1+0,6\cdot\bar{\lambda}_y\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_y\cdot A\cdot f_{yk}}\right)\le\alpha_{mz}\cdot\left(1+0,6\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_y\cdot A\cdot f_{yk}}\right)$	$\alpha_{mz}\cdot\left(1+(2\bar{\lambda}_y-0,6)\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_y\cdot A\cdot f_{yk}}\right)\le\alpha_{mz}\cdot\left(1+1,4\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_y\cdot A\cdot f_{yk}}\right)$
	Sezioni cave		$\alpha_{mz}\cdot\left(1+(\bar{\lambda}_y-0,2)\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_y\cdot A\cdot f_{yk}}\right)\le\alpha_{mz}\cdot\left(1+0,8\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_y\cdot A\cdot f_{yk}}\right)$
Per pressoflessione retta, $M_{y,Ed}\neq 0$, , $k_{zy}=0$ ($M_{z,Ed}=0$).			

Presso Flessione

Verifiche di stabilità

Tabella C4.2.V - *Coefficienti d'interazione per la verifica di stabilità a pressoflessione di elementi deformabili torsionalmente*

k	Sezioni di classe 3 e 4 (proprietà delle sezioni calcolate in campo elastico)	Sezioni di classe 1 e 2 (proprietà delle sezioni calcolate in campo plastico)
k_{yy}	$\alpha_{my}\cdot\left(1+0,6\cdot\bar{\lambda}_y\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_y\cdot A\cdot f_{yk}}\right)\le\alpha_{my}\cdot\left(1+0,6\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_y\cdot A\cdot f_{yk}}\right)$	$\alpha_{my}\cdot\left(1+(\bar{\lambda}_y-0,2)\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_y\cdot A\cdot f_{yk}}\right)\le\alpha_{my}\cdot\left(1+0,8\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_y\cdot A\cdot f_{yk}}\right)$
k_{yz}	k_{zz}	$0,6\cdot k_{zz}$
k_{zy}	$\left(1-\frac{0,05\cdot\bar{\lambda}_z}{(\alpha_{mLT}-0,25)}\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_z\cdot A\cdot f_{yk}}\right)\ge\left(1-\frac{0,05}{(\alpha_{mLT}-0,25)}\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_z\cdot A\cdot f_{yk}}\right)$	$\left(1-\frac{0,1\cdot\bar{\lambda}_z}{(\alpha_{mLT}-0,25)}\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_z\cdot A\cdot f_{yk}}\right)\ge\left(1-\frac{0,1}{(\alpha_{mLT}-0,25)}\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_z\cdot A\cdot f_{yk}}\right)$ per $\bar{\lambda}_z\ge 0,4$ $k_{zy}=0,6+\bar{\lambda}_z\le\left(1-\frac{0,1\cdot\bar{\lambda}_z}{(\alpha_{mLT}-0,25)}\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_z\cdot A\cdot f_{yk}}\right)$ per $\bar{\lambda}_z<0,4$
k_{zz}	$\alpha_{mz}\cdot\left(1+0,6\cdot\bar{\lambda}_z\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_z\cdot A\cdot f_{yk}}\right)\le\alpha_{mz}\cdot\left(1+0,6\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_z\cdot A\cdot f_{yk}}\right)$	$\alpha_{mz}\cdot\left(1+(2\bar{\lambda}_z-0,6)\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_z\cdot A\cdot f_{yk}}\right)\le\alpha_{mz}\cdot\left(1+1,4\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_z\cdot A\cdot f_{yk}}\right)$

Presso Flessione

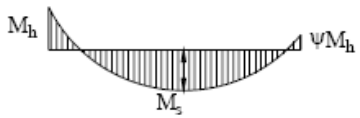
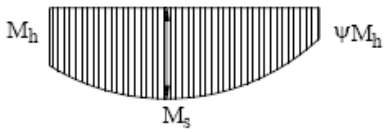
Verifiche di stabilità

Per la valutazione dei coefficienti α_{my} si farà riferimento ai vincoli allo spostamento lungo z e per la valutazione dei coefficienti α_{mz} e α_{mLT} si farà riferimento ai vincoli allo spostamento lungo y.

Per elementi con modo instabile per traslazione dei piani, per i coefficienti α_{my} e α_{mz} si deve assumere α_{my}=0,9 o α_{mz}=0,9, rispettivamente.

Per il calcolo dei coefficienti d'interazione si possono adottare metodi alternativi, adeguatamente comprovati.

Tabella C4.2.VI *Coefficienti correttivi del momento flettente per la verifica di stabilità a presso-flessione deviata.*

Diagramma del momento	Intervallo		Coefficienti α_{my}, α_{mz}, α_{mLT}	
			Carico uniforme	Carico concentrato
	$-1 \le \psi \le 1$		$0,6+0,4\psi \ge 0,4$	
 $\alpha_s = M_s/M_h$	$0 \le \alpha_s \le 1$	$-1 \le \psi \le 1$	$0,2+0,8\alpha_s \ge 0,4$	$0,2+0,8\alpha_s \ge 0,4$
	$-1 \le \alpha_s < 0$	$0 \le \psi \le 1$	$0,1-0,8\alpha_s \ge 0,4$	$-0,8\alpha_s \ge 0,4$
		$-1 \le \psi \le 0$	$0,1(1-\psi)-0,8\alpha_s \ge 0,4$	$0,2(-\psi)-0,8\alpha_s \ge 0,4$
 $\alpha_h = M_h/M_s$	$0 \le \alpha_h \le 1$	$-1 \le \psi \le 1$	$0,95+0,05\alpha_h$	$0,90+0,10\alpha_h$
	$-1 \le \alpha_h < 0$	$0 \le \psi \le 1$	$0,95+0,05\alpha_h$	$0,90+0,10\alpha_h$
		$-1 \le \psi \le 0$	$0,95+0,05\alpha_h(1+2\psi)$	$0,90+0,10\alpha_h(1+2\psi)$

4.2.4.2 Verifiche agli stati limite di esercizio

4.2.4.2.1 Spostamenti verticali

Il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento è definito come $\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$

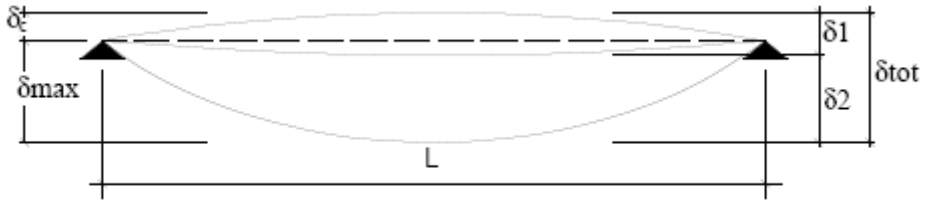


Figura 4.2.1 - *Definizione degli spostamenti verticali per le verifiche in esercizio*

- 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 = $\delta_{tot} - \delta_C$

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.		

4.2.4.2.2 Spostamenti laterali

Negli edifici gli spostamenti laterali alla sommità delle colonne 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 (**Δ** 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 carroponte	$\frac{1}{150}$	/
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.		

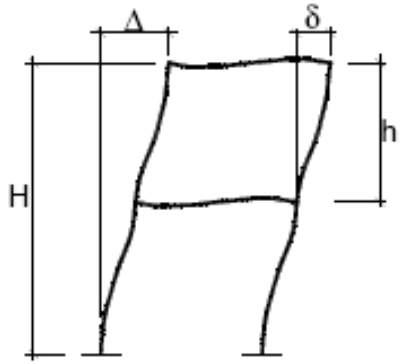


Figura 4.2.2 - *Definizione degli spostamenti orizzontali per le verifiche in esercizio*

NTC'08

4.2.4.2.4 Stato limite di vibrazioni

Le verifiche devono essere condotte adottando le combinazioni frequenti di progetto.

4.2.4.2.4.1 Edifici

Nel caso di solai caricati regolarmente da persone, la frequenza naturale più bassa della struttura del solaio non deve in generale essere minore di 3 Hz.

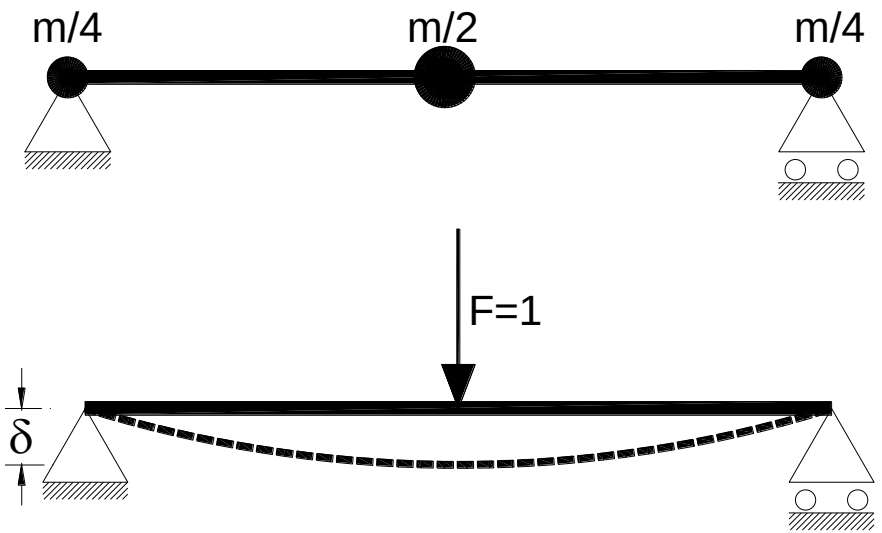
Nel caso di solai soggetti a eccitazioni cicliche la frequenza naturale più bassa non deve in generale essere inferiore a 5 Hz.

In alternativa a tali limitazioni potrà condursi un controllo di accettabilità della percezione delle vibrazioni.

NTC'08

Verifica dello stato limite di vibrazioni

Nel caso in esame, distribuendo le masse come indicato in figura, si può valutare in via approssimata la frequenza naturale più bassa nel seguente modo:



Rigidezza trave:

$$\delta = \frac{FxI^3}{48EI}$$

$$\Downarrow$$

$$k = \frac{48EI}{I^3} = \frac{48x206000x(23130x10^4)}{7200^3}x10^{-3} = 6127546.3N/m$$

Massa totale trave: $m/2 = \frac{(G_1 + G_2 + Q)xl/2}{g} = \frac{2806x7.2/2}{9.81} = 1029.72kg_m$

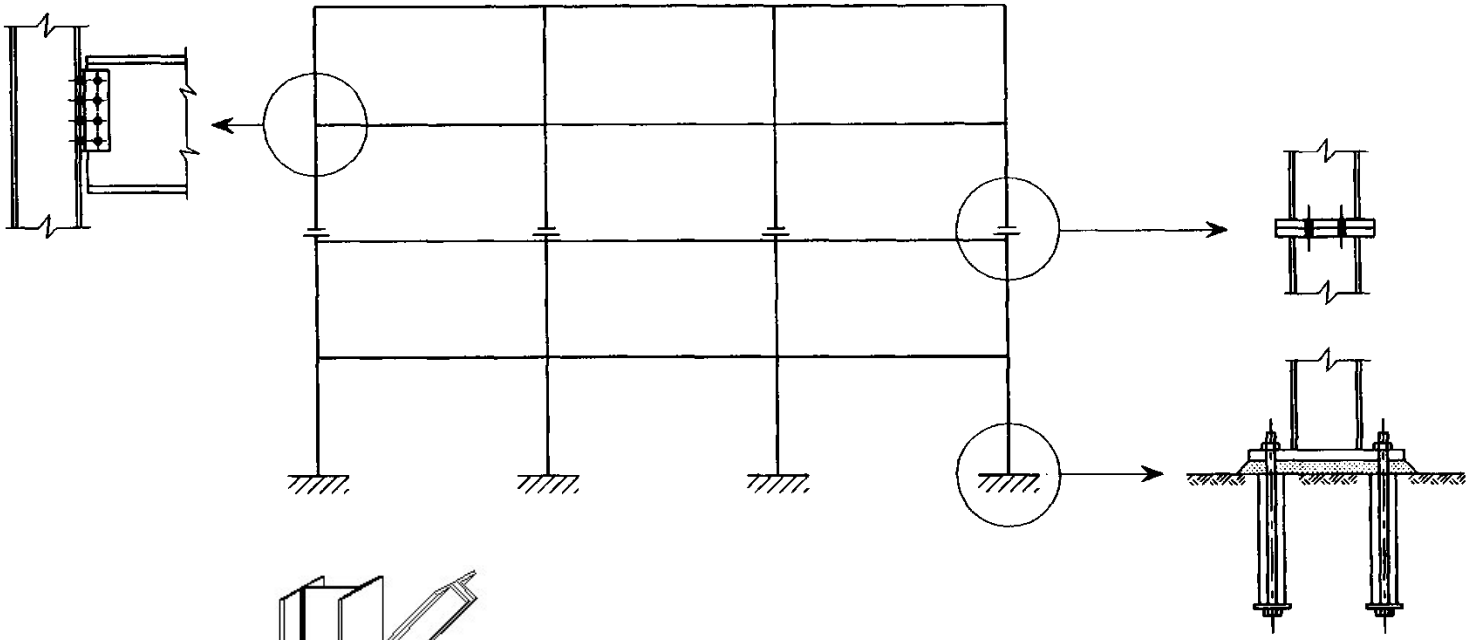
Frequenza trave: $f = \frac{1}{T} = \frac{\omega}{2\pi} = \frac{\sqrt{k/(m/2)}}{2\pi} = \frac{\sqrt{6127546.3/(1029.72)}}{2\pi} = 12.28Hz$

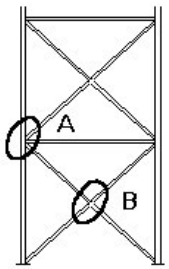
Verifica:

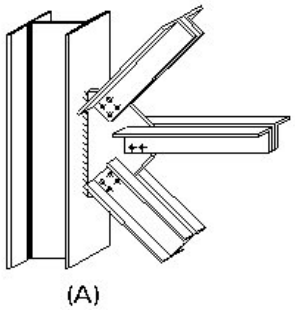
$$f = 12.28Hz > f_{lim} = 3Hz$$

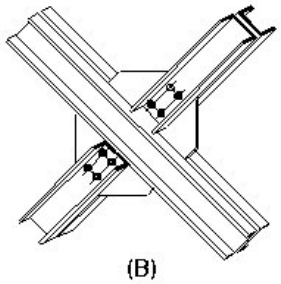
Verifica dello stato limite di vibrazioni soddisfatta!

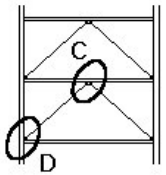
Strutture acciaio: necessità svariate forme di collegamenti

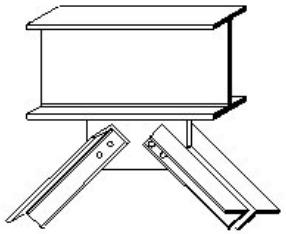


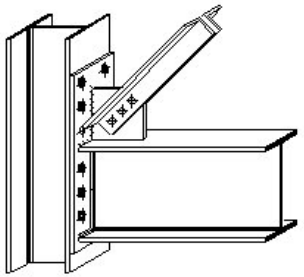












Progetto e Verifica Opere di sostegno

La prova orale

UNIVERSITÀ DI NAPOLI
ISTITUTO DI TECNICA DELLE FONDAZIONI
E COSTRUZIONI DI TERRA (GEOTECNICA)

Prof.Ing. Aldo EVANGELISTA

APPUNTI DI

OPERE DI SOSTEGNO

Muri di sostegno:

- Fasi di progetto di un muro di sostegno:

1 Scelta del tipo di muro
2 Dimensionamento di massima
3 Valutazione dei parametri geotecnici
4 Calcolo della spinta

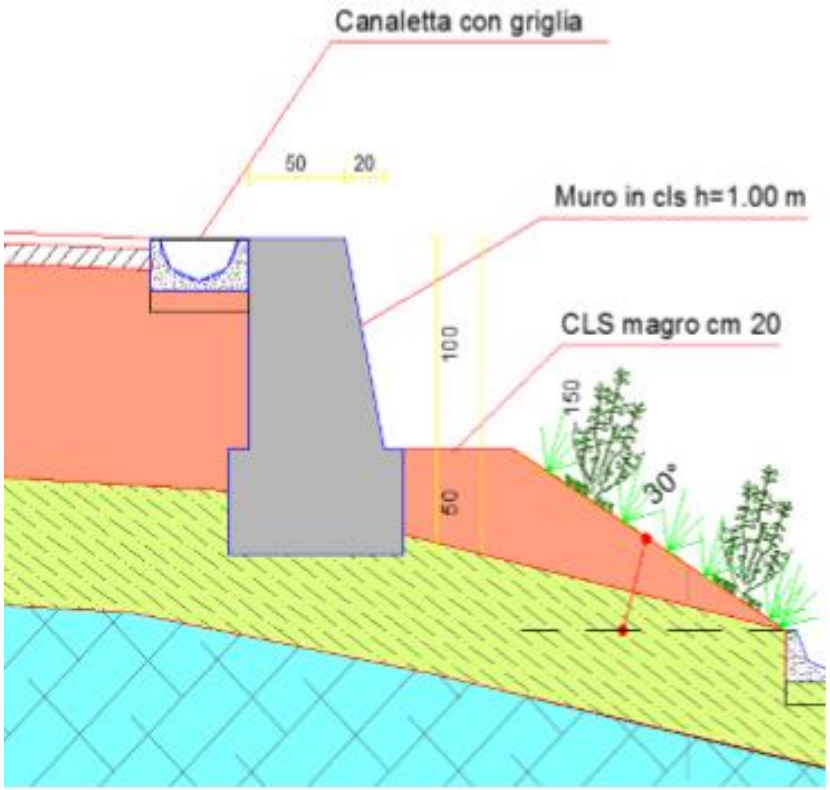
- Verifiche geotecniche e strutturali:

Verifiche geotecniche:
1 Ribaltamento
2 Scorrimento
3 Carico limite
Verifiche Strutturali → spessori e armature

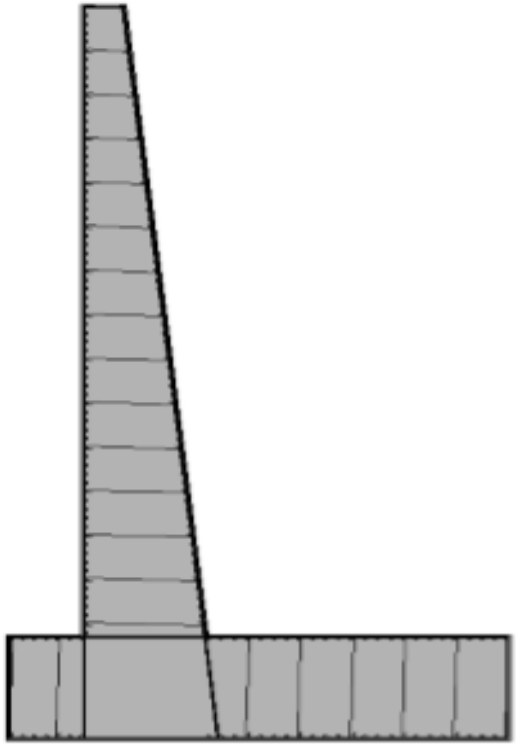
SCELTA DEL TIPO DI MURO:

In funzione del comportamento strutturale, i muri di sostegno possono essere così classificati:

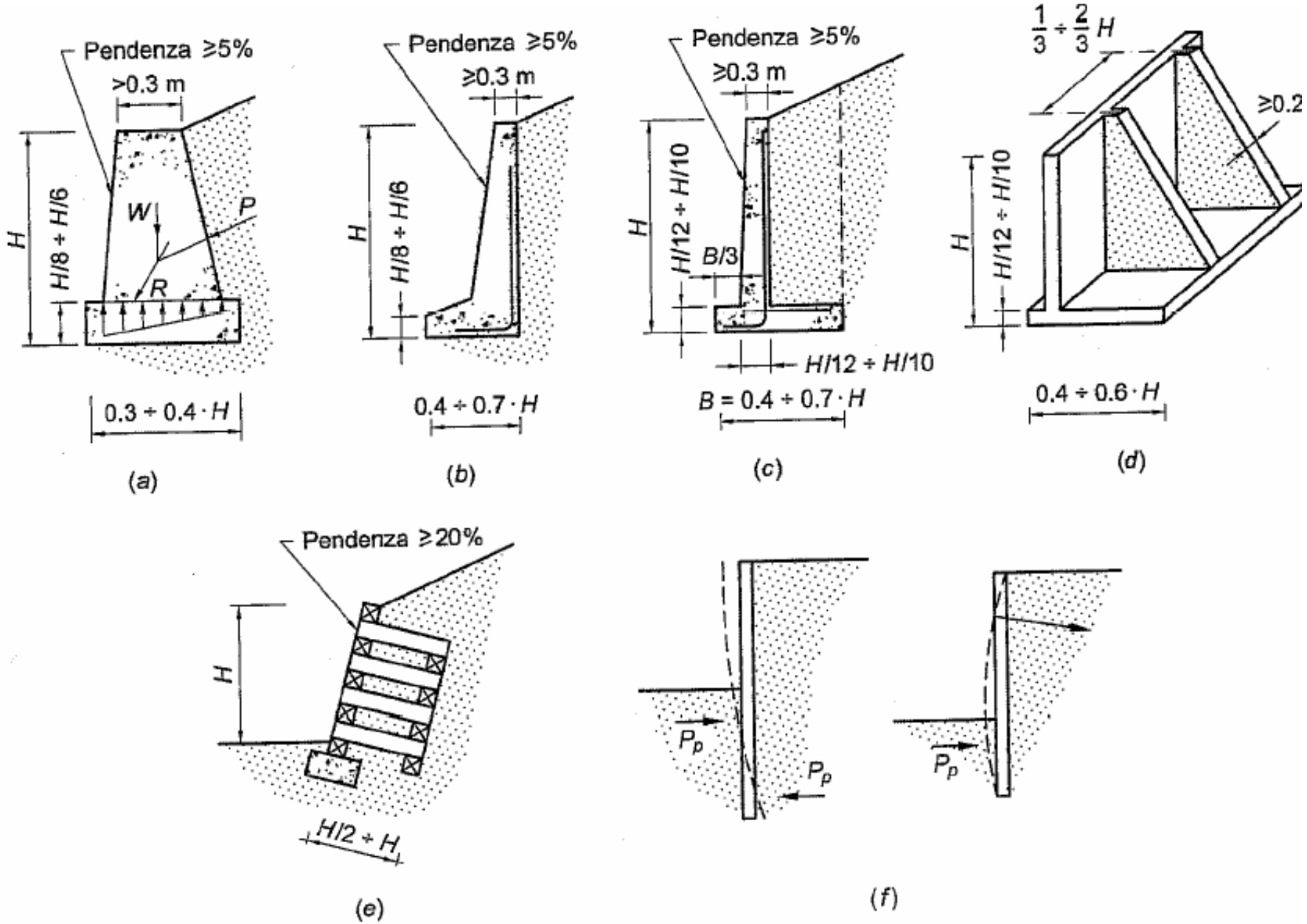
MURO A GRAVITA'



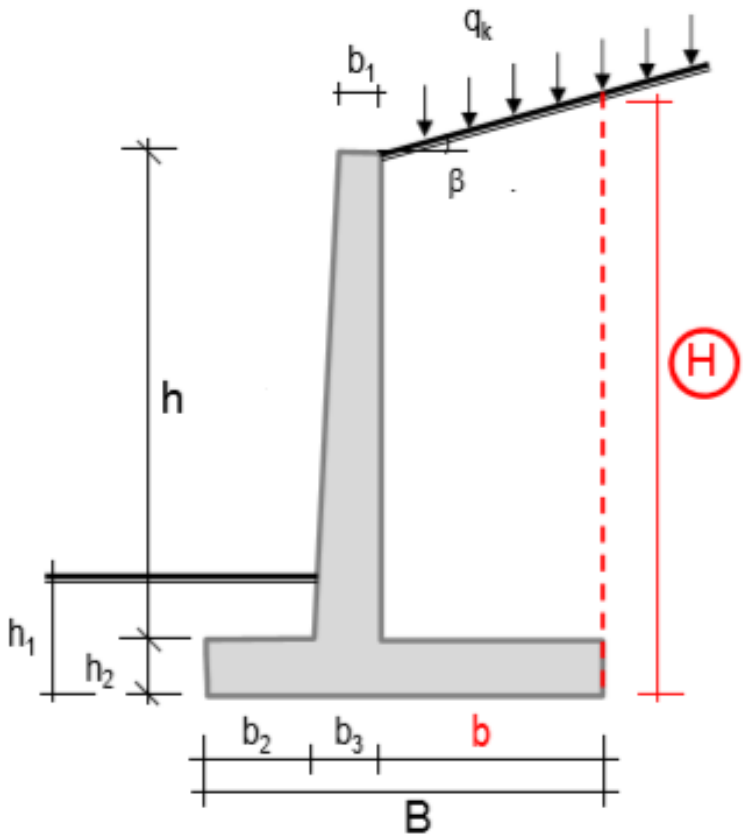
MURO A MENSOLA



La prova orale



DIMENSIONAMENTO DI MASSIMA E VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI:



- Paramento esterno inclinazione 2/100;
- h_2 e b_3 da 1/12 a 1/20 H;
- B = ½+2/3 H; b_2= 1/3 B;

γ: peso di volume del terreno;

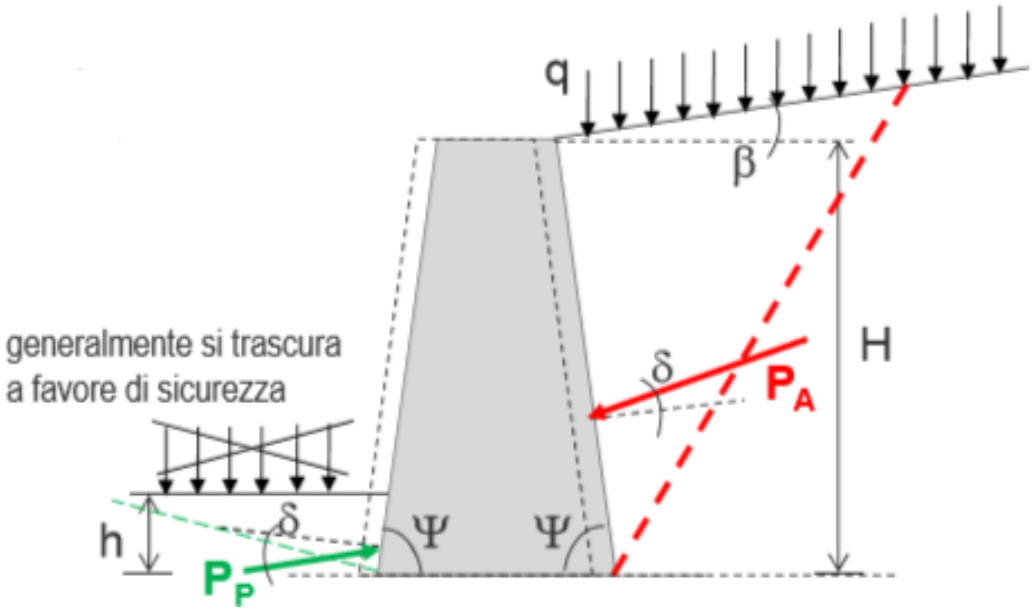
φ': angolo di attrito;

c': coesione;

δ: angolo di attrito muro terreno

CALCOLO DELLA SPINTA:

SPINTA ATTIVA IN PRESENZA DI SOVRACCARICO



CONDIZIONI STATICHE

Soluzione di Coulomb

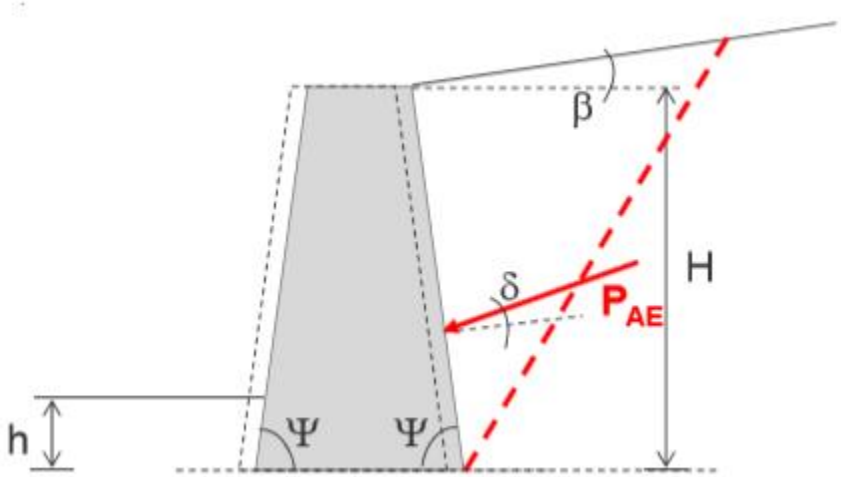
SPINTA ATTIVA

$$P_A = K_A\, q\, H + \frac{1}{2} K_A \gamma\, H^2$$

$$K_A = \frac{\sin^2(\psi + \phi')}{\sin^2\psi \sin(\psi - \delta)\left[1 + \sqrt{\dfrac{\sin(\phi'+\delta)\sin(\phi'-\beta)}{\sin(\psi-\delta)\sin(\psi+\beta)}}\right]^2}$$

CALCOLO DELLA SPINTA:

SPINTA ATTIVA IN PRESENZA DI SOVRACCARICO



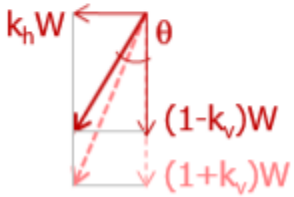
CONDIZIONI SISMICHE

Soluzione di Mononobe-Okabe

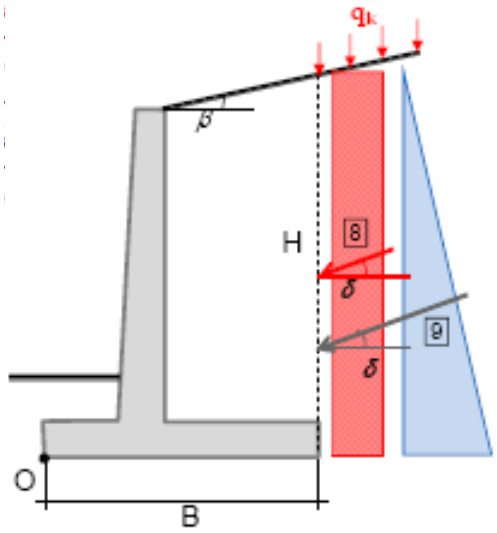
$$P_{AE} = \frac{1}{2}(1 \pm k_v)\gamma H^2 K_{AE}$$

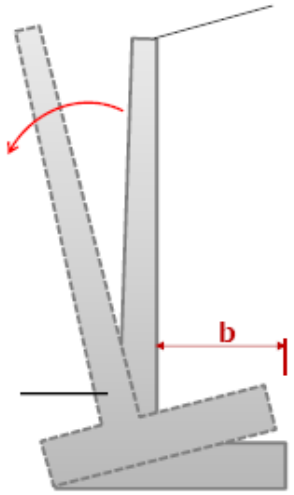
$$K_{AE} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \sin^2\psi \sin(\psi - \theta - \delta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta)\sin(\psi + \beta)}}\right]^2}$$

$$\tan\theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

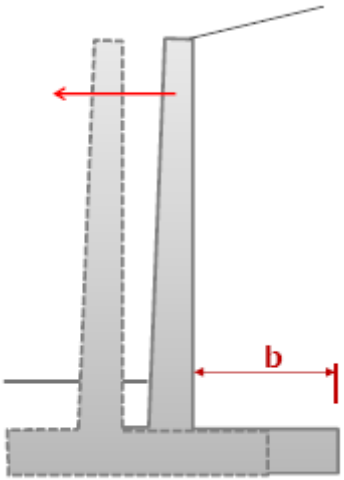


Muro di sostegno: Verifiche geotecniche

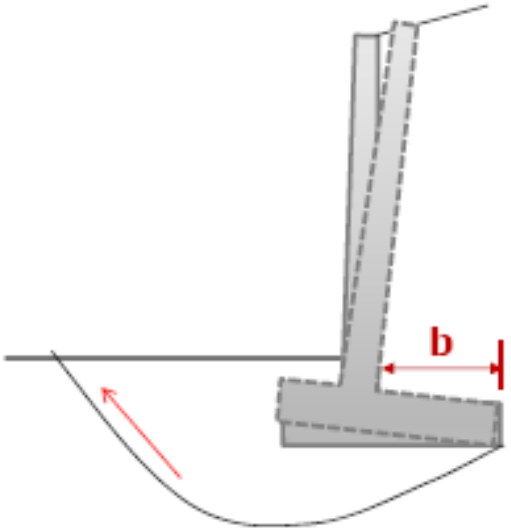




Ribaltamento

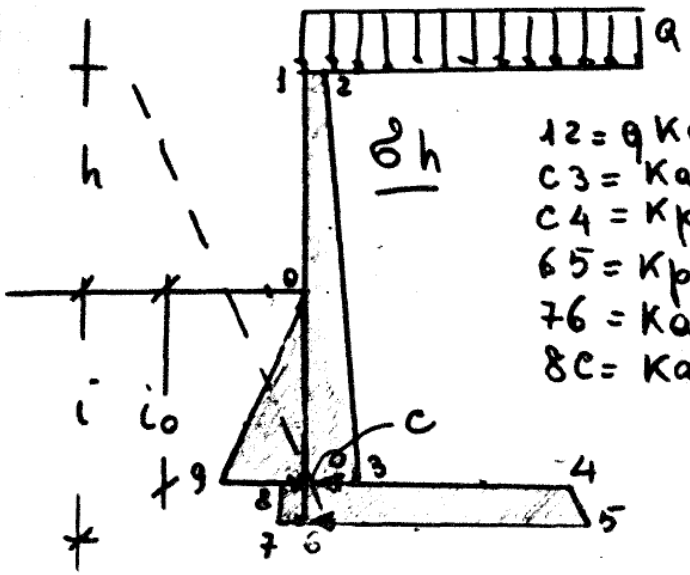


Scorrimento



Carico limite

Le paratie



$12 = q K_a$

$c3 = K_a [q + (h + i_0)\gamma]$

$c4 = K_p [q + (h + i_0)\gamma]$

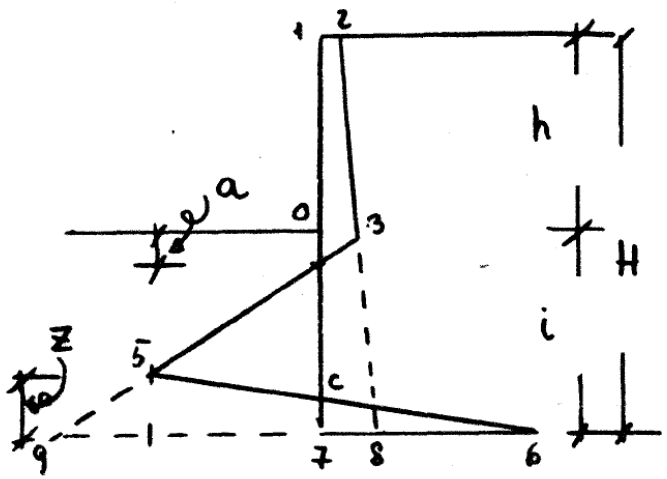
$65 = K_p [q + (h + i)\gamma]$

$76 = K_a\, i\gamma$

$8c = K_a\, i_0\gamma$; $9c = K_p\, i_0\gamma$

Inclinazione dei segmenti

2-3	γK_a
4-5	γK_p
8-7	γK_a
0-9	γK_p

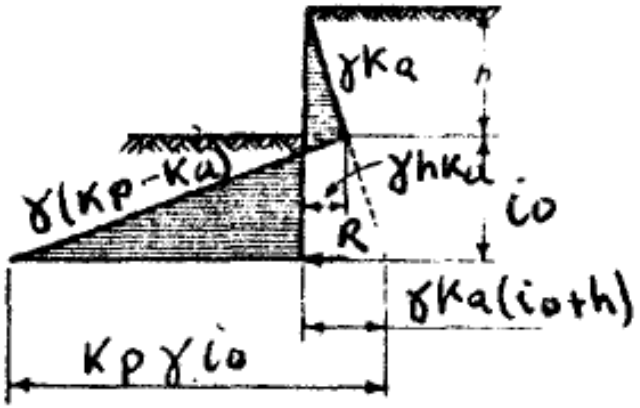


$97 = \gamma (K_p - K_a) i - K_a (q + \gamma h)$

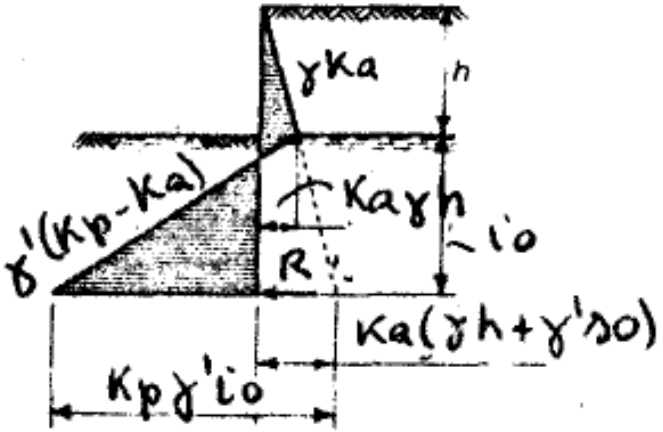
$78 = K_a [q + \gamma (i + h)]$

$96 = (K_p - K_a) [q + (h + 2i)\gamma]$

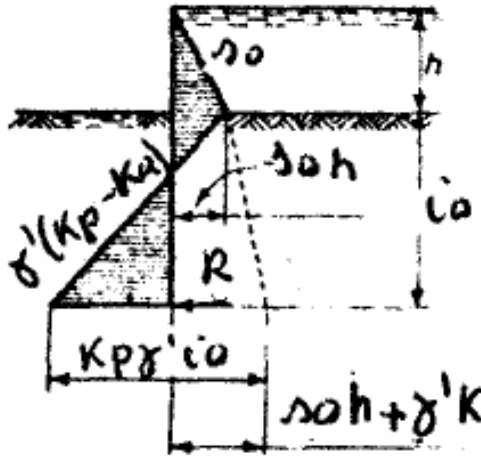
b)



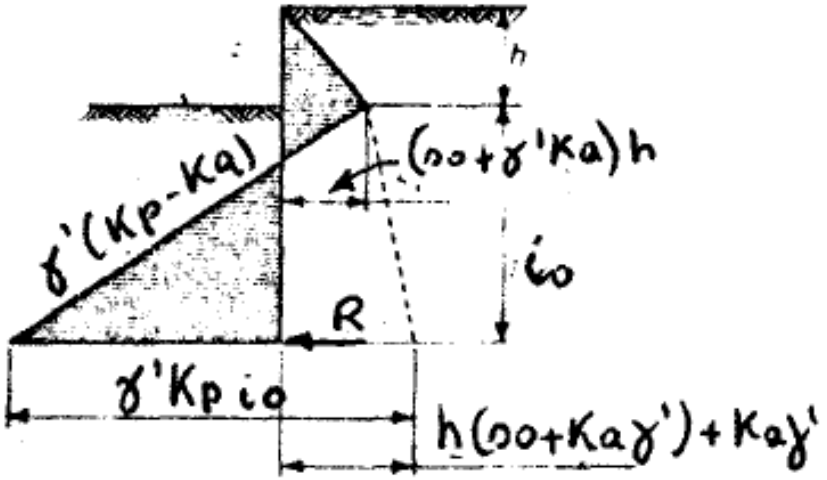
Caso I assenza di falda



Case II falda a piano scavo



Case III Spinta esercitata dalla sola acqua



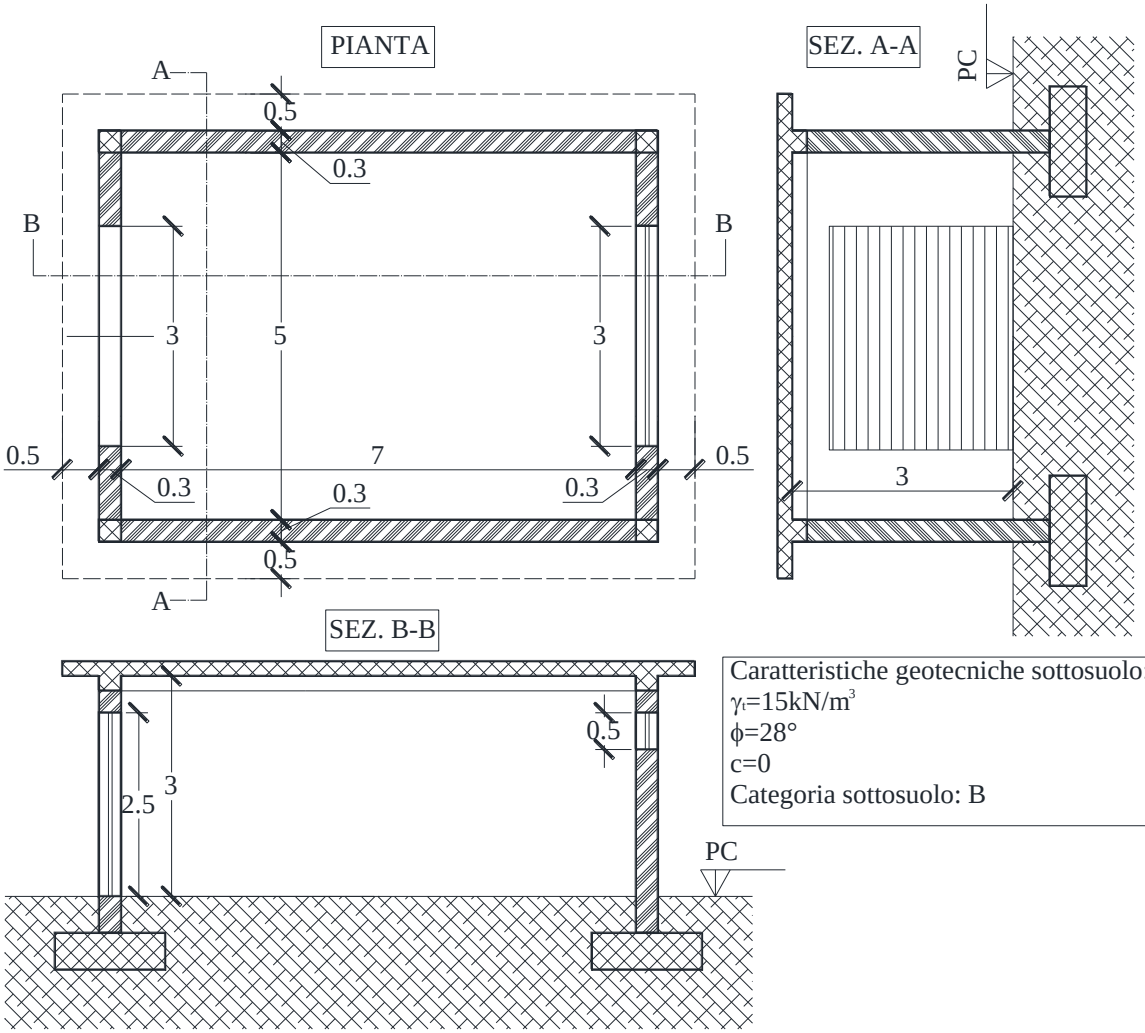
Caso IV falda a piano campagna

Le tracce strutturali delle prove pratiche Sessione 2013

Tracce Strutturali Esami di Stato UNINA - Prima Sessione 2013

Prova pratica

Il Candidato progetti e verifichi, ai sensi delle norme tecniche vigenti, tutti gli elementi strutturali del fabbricato rappresentato in figura, avente come destinazione d'uso box auto ed ubicato nel proprio Comune di nascita.



Tracce Strutturali Esami di Stato UNINA - Prima Sessione 2013

È altresì richiesto:
1) di motivare nella relazione tecnica la scelta:

- della tipologia di solaio, di travi e di fondazione adottati;

- azioni considerate e delle loro combinazioni;

2) il disegno della carpenteria e la distinta delle armature di tutti gli elementi strutturali;

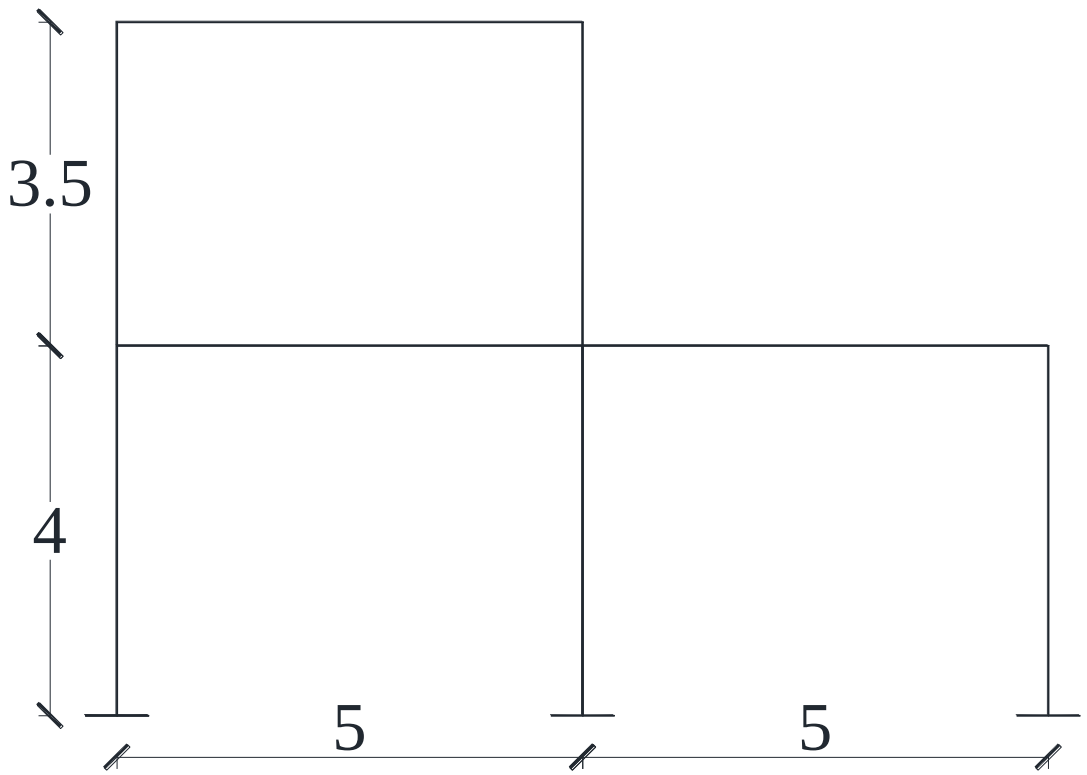
3) il computo metrico a misura per tutti gli elementi strutturali.

N.B.: Riportare ben in evidenza in relazione il proprio Comune di nascita

Tracce Strutturali Esami di Stato UNINA - Seconda Sessione 2013

Prova pratica

Il candidato progetti e verifichi, ai sensi delle norme tecniche vigenti, tutti gli elementi strutturali del telaio tipo in c.a. rappresentato in figura.



Laurea triennale o di diploma universitario

Tracce Strutturali Esami di Stato UNINA - Seconda Sessione 2013

Sapendo che l'interasse corrente fra i telai è di 5m, il fabbricato ha come destinazione d'uso "civile abitazione" ed ubicato nel proprio Comune di nascita, è altresì richiesto:

1) di motivare nella relazione tecnica la scelta delle azioni considerate e delle loro combinazioni;

2) di scegliere la classe di calcestruzzo e la tipologia dei solai che caricano il telaio;

3) di pre-dimensionare il solaio ai fini del calcolo dei carichi sulle travi;

4) il disegno della carpenteria e la distinta delle armature di tutti gli elementi strutturali;

5) il computo metrico a misura per tutti gli elementi strutturali.

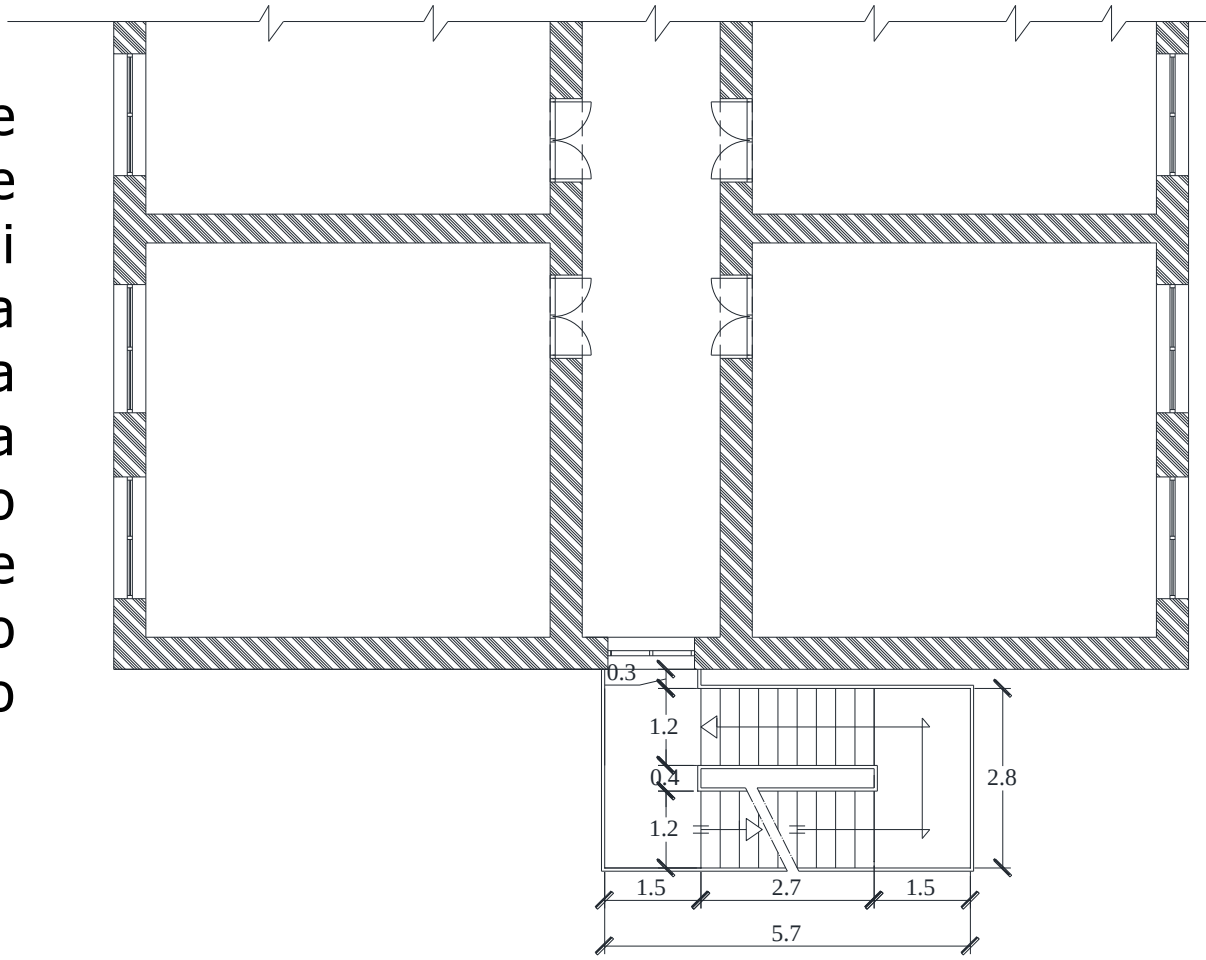
N.B.: Riportare ben in evidenza in relazione il proprio Comune di nascita

Tracce Strutturali Esami di Stato UNINA - Prima Sessione 2013

Prova pratica

Il candidato progetti e verifichi, ai sensi delle norme tecniche vigenti, tutti gli elementi strutturali della scala di emergenza rappresentata in figura, a servizio di un fabbricato esistente di 3 piani, avente come destinazione d'uso scuola ed ubicato nel proprio

Comune di nascita.



Tracce Strutturali Esami di Stato UNINA - Prima Sessione 2013

Si precisa che:

•l'altezza d'interpiano del fabbricato è di 3.50m;

•la fondazione dev'essere di tipo indiretto;

•la sezione stratigrafica del terreno mostra la presenza di terreno vegetale dello spessore di 0.70m (γ_t=14kN/m^3), poggiante su un banco di materiale sciolto, costituito da pozzolana alterata con l'inclusione di elementi lapidei (γ_t=15kN/m^3; φ=35°; c=0), esteso fino alla profondità di 11m; al disotto di questa formazione si rinviene roccia calcarea. La falda è assente; il sottosuolo è di categoria B.

È altresì richiesto:

1) di motivare nella relazione tecnica la scelta:

•della tipologia di scala, della tipologia di fondazione, e dei materiali impiegati;

•delle azioni considerate e delle loro combinazioni;

• in merito alla possibilità di rendere o meno la scala autonoma rispetto all'edificio scolastico da servire, supposto in muratura di tufo con solai latero-cementizi, evidenziando come siano state risolte le conseguenti problematiche strutturali;

2) il disegno, in idonea scala di rappresentazione, di:

•carpenteria tipo, sezioni strutturali, pianta delle fondazioni;

• un numero congruo di particolari costruttivi, tali da definire in maniera completa l'opera in progetto;

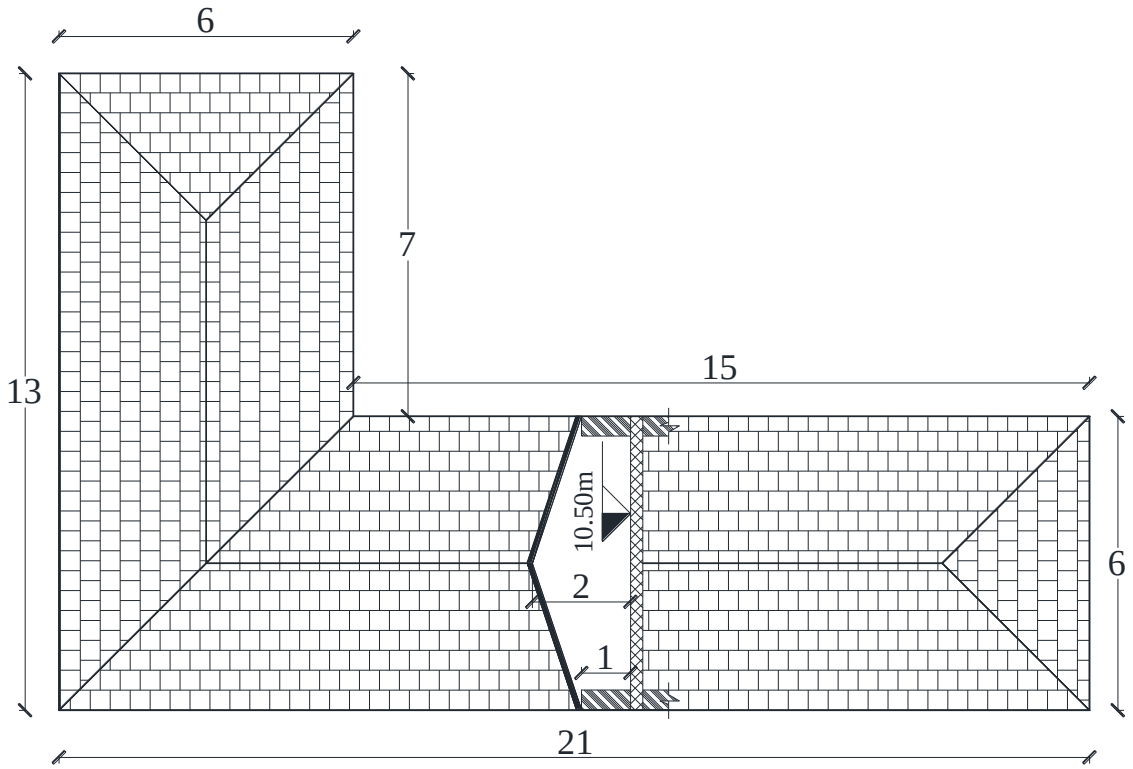
3) il computo metrico a misura per tutti gli elementi strutturali.

N.B.: Riportare ben in evidenza in relazione il proprio Comune di nascita

Tracce Strutturali Esami di Stato UNINA - Seconda Sessione 2013

Prova pratica

Il Candidato progetti e verifichi, ai sensi delle norme tecniche vigenti, tutti gli elementi strutturali della copertura a padiglione rappresentata in figura, a servizio di un fabbricato esistente di 3 piani, avente come destinazione d'uso "civile abitazione" ed ubicato nel proprio Comune di nascita.



Laurea specialistica, magistrale o laurea v.o.

Tracce Strutturali Esami di Stato UNINA - Seconda Sessione 2013

Si precisa che:

- l'altezza d'interpiano del fabbricato è di 3.50m;
- la pendenza della falda è pari al 33%.

È altresì richiesto:

1) di motivare nella relazione tecnica la scelta:
della tipologia costruttiva adottata per gli elementi portanti della copertura;
dei materiali impiegati;
delle azioni considerate e delle loro combinazioni;

2) il disegno, in idonea scala di rappresentazione, di:

- carpenteria, con chiara individuazione di tutti gli elementi strutturali;
- sezione strutturale tipo;
- un numero congruo di particolari costruttivi, tali da definire in maniera completa l'opera in progetto;

3) il computo metrico a misura per tutti gli elementi strutturali.

N.B.: Riportare ben in evidenza in relazione il proprio Comune di nascita

Un esempio di prova pratica ben fatta

(3)

1) DESCRIZIONE

L'intervento ha per oggetto la realizzazione di una struttura di copertura di un edificio esistente in muratura portante con solai latero-cemento, di altezza circa 10 m.
Tale copertura verrà realizzata in acciaio con l'ausilio di capriate reticolari portanti, e sostegno di arcarecci e pannelli di chiusura tipo sandwich.
Come materiale è stato scelto l'acciaio per la sua leggerezza e la sua resistenza.
La copertura poggerà su un cordolo in cls armato, esistente a coronamento dell'edificio in corrispondenza dell'ultimo solaio.

2) NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa di riferimento utilizzata per la progettazione è l'NTC 2008, la circolare 02/02/09 n 617 e quelle attualmente in vigore.

3) MATERIALI

Acciaio Tipo S235 : in sede di progettazione si possono assumere convenzionalmente i seguenti valori nominali delle proprietà del materiale:

f_{yk}	f_{tk}	E	ν	G	α	ρ
N/mm²	N/mm²	N/mm²		N/mm²	°C⁻¹	kg/m³
235	360	210.000	0,3	80.769	0.000012	7850

$G = E/[2\cdot(1+\nu)] = 210000/[2\cdot 1,3] = 80.769\ N/mm^2$

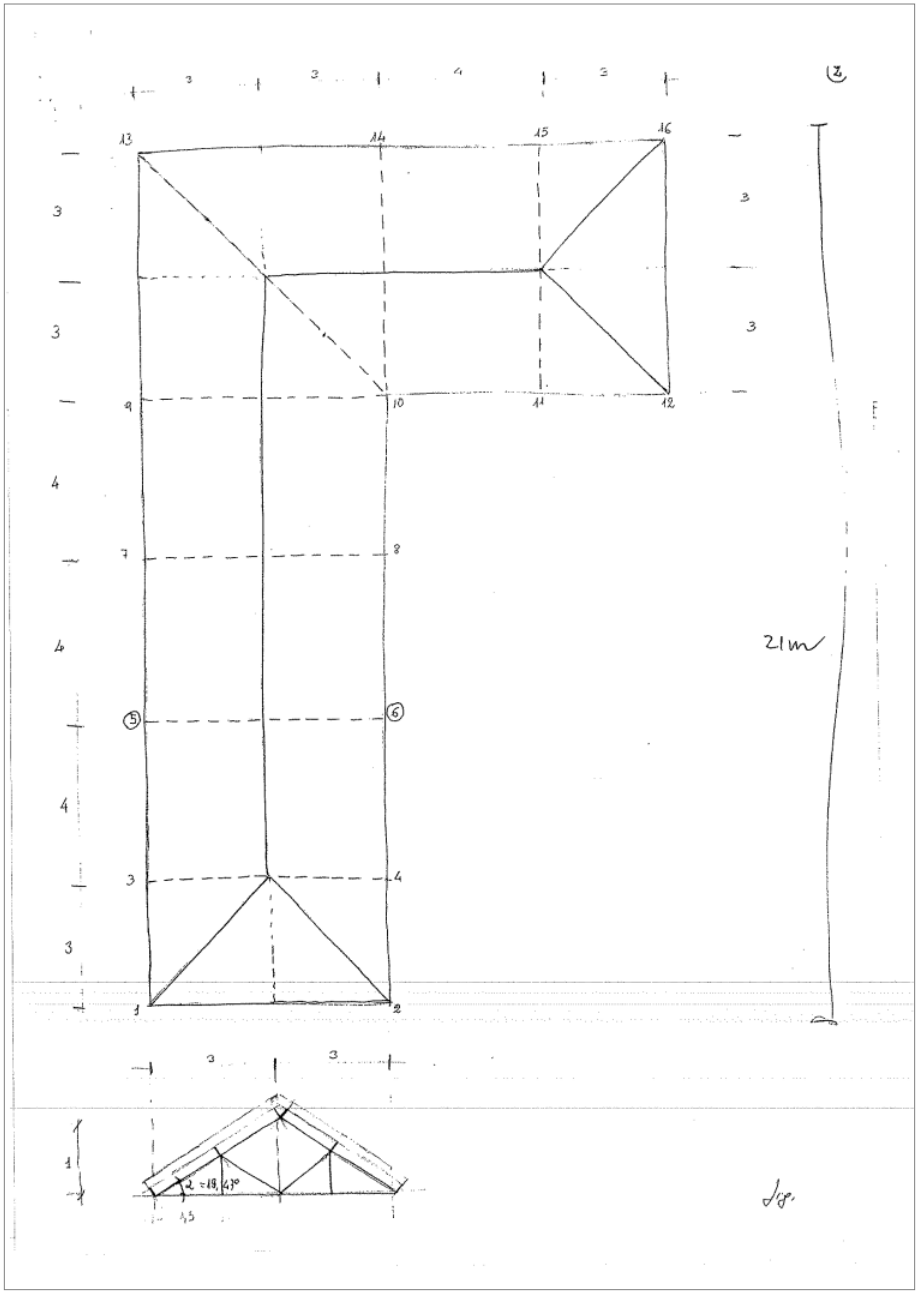
CLS tipo C20/25 : per il cordolo

f_{ck}	R_{ck}	f_{cm}	f_{ctm}	E_{cm}	ν	α	G	ρ
N/mm²	N/mm²	N/mm²	N/mm²	N/mm²		°C⁻¹	N/mm²	kg/m³
20	25	28	2,56	29.961	0,15	0,00001	9987	2500

$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 25 + 8 = 28\ N/mm^2$
$f_{ctm} = 0,30\ f_{ck}^{2/3} = 0,30\ \sqrt[3]{25^2} = 2,56\ N/mm^2$

5) SCHEMA GEOMETRICO DELLA COPERTURA.

Si ipotizza lo schema come in figura, con orditura principale realizzata con capriate reticolari in acciaio (simmetriche) ad interasse di 4m e travi semplici in acciaio realizzate per il sostegno, l'orditura secondaria (arcarecci) ancora in acciaio saranno poste così in corrispondenza dei nodi delle capriate. Sugli arcarecci verranno posizionati e fissati dei pannelli di tipo sandwich.



Un esempio di prova pratica ben fatta

(3)

6) CONDIZIONI DI CARICO SULLA STRUTTURA:

a) peso proprio
b) sovraccarichi fissi
c) sovraccarichi accidentali: c1) neve; c2) vento: in direzione x, in direzione y

7) COMBINAZIONI DI CARICO: con riferimento alla normativa si considerano le seguenti combinazioni di carico. Di tali combinazioni verranno considerate, in fase di progettazione, quelle più gravose per la struttura.

combinazioni allo S.L.U.

1°) azione dominante neve SLU neve → considereremo la 1° perché più gravosa (la seconda sarà sicuramente soddisfatta)
2°) azione dominante vento SLU vento

combinazioni allo S.L.E.

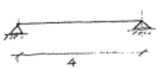
1°) azione dominante neve SLE neve
2°) azione dominante vento SLE vento
→ considereremo la sola combinazione rara perché + gravosa

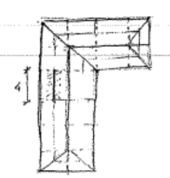
8) PROGETTAZIONE ARCARECCIO:

La progettazione riguarderà l'arcareccio maggiormente caricato e di luce maggiore. Il risultato verrà poi esteso a tutti gli altri a vantaggio di statica.

Consideriamo quindi l'arcareccio in figura.

schema statico ARCARECCIO





8) PROGETTAZIONE ARCARECCIO ↓

ANALISI DEI CARICHI ARCARECCIO

CONDIZIONI DI CARICO: [2.5.1.2 – NTC]

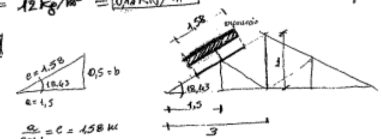
- 1) PESO PROPRIO STRUTTURALE = G_1
- 2) PESO PROPRIO NON STRUTTURALE = G_2
- 3) SOVRACCARICHI ACCIDENTALI = Q = AZIONI VARIABILI
  - 3.1) NEVE = q_{sd}
  - 3.2) VENTO (x) = $p_{ed}(x)$
  - 3.3) VENTO (y) = $p_{ed}(y)$
  - 3.4) VARIAZIONE TERMICA = ΔT (±15°C) non la considero!

1) PESO PROPRIO STRUTTURALE: potremo al momento ometterlo perché ininfluente ma ipotizziamo un peso di 15 Kg/ml = (G_1)

2) PESO PROPRIO NON STRUTTURALE: per la chiusura della copertura scegliamo dei PANNELLI SANDWICH; s = 40 mm a 4 greche

G_2 pannelli = 12 Kg/m² = 0,12 kN/m²

• Peso su ml di arcareccio: 12 Kg/m² · 1,58 m = [redacted]



3) AZIONI VARIABILI:

3.1) NEVE:

- ricavo il valore caratteristico del carico neve al suolo [3.4.2 – NTC]

$q_{sk} = 0,51\,[1+(a_s/481)^2]$ kN/m² $a_s > 200$ m (quota del suolo slm del sito a_s = 875 m)

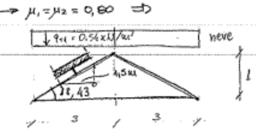
$= 0,51\,[1+(875/481)^2] =$

$= 0,51\,[1+(0,51)^2] = 0,676$ KN/m² = 0,68 KN/m²

- ricavo il valore di progetto (design) del carico di neve moltiplicando $q_{sk} \cdot \mu$ dove μ = COEFF. DI FORMA della copertura [TAB 3.4.II – NTC] che varia con α = inclinazione della falda. Nel nostro caso abbiamo una falda simmetrica con α = 18,43° $\alpha_1 = \alpha_2 \Rightarrow \mu_1 = \mu_2$

Quindi per $0 \le \alpha_1 = \alpha_2 = 18,43° \le 30°$ → TAB 3.4.II NTC → $\mu_1 = \mu_2 = 0,80$ ⇒

$q_{sd} = q_{sk} \cdot \mu = 0,68$ KN/m² · 0,80 = [redacted]



→ $q_{sd} \cdot \cos\alpha = 0,54 \cdot 0,95 = 0,51$ kN/m²

• CARICO NEVE SULLA PROIEZIONE DELLA FALDA SU UN ARCARECCIO

0,54 KN/m² × 1,5 m = 0,82 KN/ml = [redacted]

(2)

Un esempio di prova pratica ben fatta

3.2) e 3.3) VENTO;

— ricerco la velocità di riferimento V_b = valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di cat. di esp. II mediata su 10 min e per un periodo di ritorno di 50 anni [3.3.2 NTC]

— entro nelle TAB 3.3.I–NTC → ZONA 3 → $a_0 = 500$ m, a_s(PADULI) = 275 m } ⇒ il caso $a_s \le a_0$: 275 < 500 ⇒ $V_b = V_{b,0}$

$V_b = 27$ m/sec valore caratteristico della velocità del vento

— calcolo la PRESSIONE DEL VENTO $p = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$ (valore caratteristico) [3.3.4 NTC]

dove:

— q_b = pressione cinetica di riferimento [3.3.6 – NTC]

$q_b = \frac{1}{2} \rho V_b^2$ [N/m²] $q_b = \frac{1}{2} \cdot 1{,}25 \cdot (27)^2$ N/m² = 455,62 N/m² = 0,46 kN/m²

— C_e = coefficiente di esposizione [3.3.7 NTC] è funzione di:

— classe di rugosità del terreno [TAB 3.3.III] → B (aree urbane non di classe A) ↓ z < 500 [FIG 3.3.?]

— categoria di esposizione [FIG 3.3.3] → categoria di esposizione IV ↓ [FIG. 3.3.3] → coeff. di esposizione C_e = 1,80

— C_p = coefficiente di forma [3.3.7 NTC] per tipologie ricorrenti $C_p = 1$

— C_d = coefficiente dinamico [3.3.7 NTC] per tipologie ricorrenti $C_d = 1$

— Quindi p = pressione del vento = $q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$ =

p = 0,46 · 1,80 · 1 · 1 = 0,828 ≃ **0,83 kN/m²** valore caratteristico della pressione del vento.

valore caratteristico kN/m²

↓ [circolare esplicativa C.3.3.10 – 617]

p di design (di progetto) → devo ricavare C_{pe} (esterno) (ho solo pressione esterna: la copertura è chiusa)

— entro nel diagramma di fig. 3.3.2 [CIRC. 617] ho:

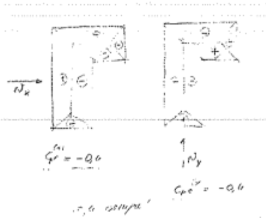
per α < 20° → C_{pe} = – 0,4 sia per elementi sopravento che per elementi sottovento

— Quindi il valore di design di p è dato da (esterno)

• [redacted] $= p \cdot C_{pe}$ = 0,83 kN/m · (–0,4) = [redacted]

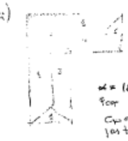
le falde sono tutte in depressione!

= –33,2 kg/m²



3

CARICHI SU CIASCUNA FALDA (carichi verticali)



Area 1
- punto 1) P.P. NON STRUTT. = G_2 = 0,12 kN/m² = 12 kg/m²
- punto 2.1) NEVE = q_{sd}^* = 0,51 kN/m² —— (0,54 kN/m²)
- punto 3.1) VENTO (x) = p_{ed} = – 0,332 kN/m² = –33,2 kg/m²
- punto 3.3) VENTO (y) = p_{ed} = – 0,332 kN/m² = –33,2 kg/m²

α = 18,63°; C_{pe} = – 0,4 per tutte le falde

siccome le falde sono tutte caratterizzate ped(x) = ped(y) = – 0,332 kN/m² i carichi saranno gli stessi per tutte le aree ⇒ carichi area 1 = carichi area 2 = carichi area 3 = carichi area 4 = carichi area 5 = carichi area 6.

• CARICHI SULL'ARCARECCIO

P.P. STRUTT. ARCARECCIO = 15 kg/ml = G_1

P.P. NON STRUTT. (PANNELLO) = 18,96 kg/ml = G_2

CARICO NEVE = 82 kg/ml

CARICO VENTO (in direzione x) =

CARICO VENTO (in direzione y) =

COMBINAZIONE DEI CARICHI ALLO S.L.U. (ARCARECCI)

1ª) COMBINAZIONE – AZIONE DOMINANTE: NEVE →(condiz.) SLU_{NEVE}

$G_1 \cdot 1.3$ (fisso strutt.) + $G_2 \cdot 1.3$ (fisso non strutt.) + $(q_{sd}^* = 0{,}51) \cdot 1.5$ (variabile neve) + 0 (variabile vento)

metto 0 per l'azione del vento perché essa ha un contributo favorevole ⇒ mi diminuisce il carico; in condizioni sfavorevoli l'azione vento = 0

= 15 · 1.3 + 18,96 · 1.3 + 82 · 1.5 + 0 =
= 19,5 + 24,6 + 123 = **167 kg/ml**

$q_{NEVE} > q_{VENTO}$ ⇒ $q_{max} = q_{NEVE}$

2ª) COMBINAZIONE – AZIONE DOMINANTE = VENTO →(condiz.) SLU_{VENTO}

$G_1 \cdot 1.3$ (fisso strutt.) + $G_2 \cdot 1.3$ (fisso non strutt.) + $(p_{ed} = -0{,}332) \cdot 1.5$ (variabile vento) + 0 (variabile neve)

COMBINAZIONE DI CARICO ALLO S.L.E (ARCARECCI)

1° COMBINAZIONE – AZIONE DOMINANTE = NEVE —— $S.L.E_{NEVE}$

$G_1 \cdot 1$ (f. strutt.) + $G_2 \cdot 1$ (f. non strutt.) + $(q_{sd}^* = 0{,}51) \cdot 1$ (neve) + 0 (vento) ⟶ CONDIZIONE PARA

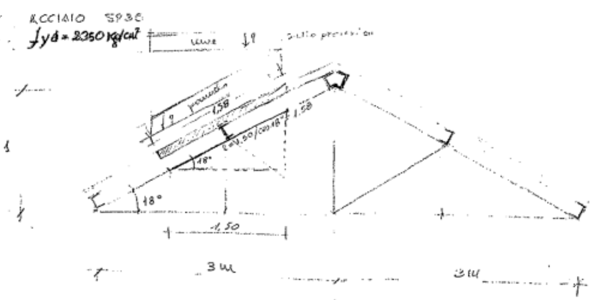
2° COMBINAZIONE – AZIONE DOMINANTE = VENTO ⟶ $S.L.E_{VENTO}$

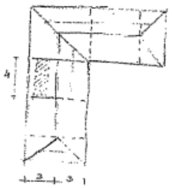
$G_1 \cdot 1$ (f. strutt.) + $G_2 \cdot 1$ (f. non strutt.) + $(p_{ed} = -0{,}332) \cdot 1$ (vento) + 0 (neve)

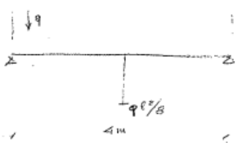
4

Un esempio di prova pratica ben fatta

ACCIAIO S235
$f_{yd} = 2350$ kg/cm²

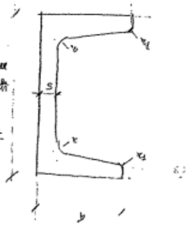






$M_x = \frac{q_v l^2}{8} = \frac{158,6 \cdot 4^2}{8} = 316,8$ kg m = 31680 kg cm

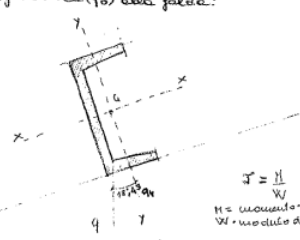
$M_y = \frac{q_o l^2}{8} = \frac{52,8 \cdot 4^2}{8} = 105,6$ kg m = 10560 kg cm



- Supponiamo di scegliere come arcareccio un profilo UNP.

- Il carico q allo SLU → 1ª combinazione (NEVE) è pari a 167 Kg/ml. Tale carico avrà una componente normale alla falda (q_v) e una parallela (q_o) alla falda:

$q_v = q \cos\alpha = 167 \cdot \cos(18,43) = 158,6$ Kg/m
$q_o = q \sin\alpha = 167 \cdot \sin(18,43) = 52,8$ kg/m



dove risulterà:

$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq f_{yd}$

$\sigma = \frac{M}{W}$ — M = momento sollecitante, W = modulo di resistenza

proviamo con una UNP 140 → TAB (PROFILATO) → $W_x = 86,4$ cm³, $W_y = 14,7$ cm³

$\sigma = \frac{31680}{86,4} + \frac{10560}{14,7} = 366,7 + 718,4 = 1085 < 2350$

proviamo con una UNP 100 → TAB (PROFILATO) → $W_x = 41,1$ cm³, $W_y = 8,54$ cm³

$\sigma = \frac{31680}{41,1} + \frac{10560}{8,54} = 770,8 + 1236,5 = 2007 < 2350$ [Kg/cm²] [Kg/cm²]

VERIFICA

$\sigma_{TOT} = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq f_{yd} = 2350$ kg/cm²

Quindi il profilo UNP100 verifica la combinazione + sfavorevole allo S.L.U.

- Verifichiamo l'arcareccio UNP 100 allo S.L.E. Il tale prospetto la normativa stabilisce per strutture di copertura $f < \frac{1}{200} l$ → (PRONTUARIO PAG 67) oppure (NTC 08)

Considero la 1ª) combinazione di carichi allo S.L.E. che è la più gravosa (NEVE). (8)

ho: $G_1 \cdot 1 + G_2 \cdot 1 + q_{neve} \cdot 1 =$ (peso dell'arcareccio UNP100) (TAB - PRONTUARIO)

$= 11 \cdot 1 + 18,96 \cdot 1 + 82 \cdot 1 =$

$= 111,96 \simeq 112$ Kg/m = 1,12 Kg/cm

dalla normativa ho che $f = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{E I_x} \leq \frac{1}{200} l$

dove: $q = 1,12$ kg/cm; $l = 4$ m = 400 cm; $E = 210.000$ N/mm² = 2.100000 kg/cm²; $I_x = 205$ cm⁴

$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{1,12 \cdot (400)^4}{2100.000 \cdot 205} = 0,87$ cm

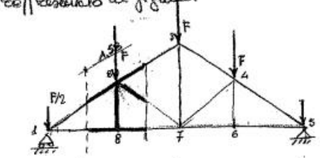
$\frac{1}{200} l = \frac{1}{200} \cdot 400 = 2$ cm

$f < \frac{1}{200} l$ è verificato per un profilo UNP 100.

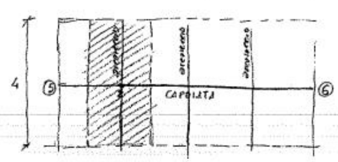
Quindi per l'orditura secondaria verrà utilizzato comunque un UNP 100.

9) PROGETTAZIONE CAPRIATA. TIPO 5-6

Per la progettazione delle capriate scelgo la capriata TIPO 5-6 che risulta più caricata, il cui schema isostatico è rappresentato in figura.



è caricata come in figura



ANALISI DEI CARICHI (CAPRIATA) — CARICHI SUL NODO 2

1) P.P. CAPRIATA – G_1 – ipotizziamo 25 kg/ml → 25 kg/ml × 1,58 = 39,5 kg
2) P.P. PANNELLI + ARCARECCI – G_2 = 12 kg/m² + 11 kg/ml → 12 × 1,58 × 4 = 75,8 kg + 11 × 4 = 44 kg
3) Peso NEVE = 82 kg/ml → 82 × 4 = 328 Kg

Utilizzo la COMBINAZIONE di CARICO 1ª) la più gravosa ed ho: $F = 1,3(39,5) + 1,3(75,8) + 1,3(44) + 1,5(328)$ = (51,35 + 98,54 + 57,2 + 492) = 699,09 ≃ 700 Kg

Un esempio di prova pratica ben fatta

(9)

Risolvo lo schema statico simm. con F = 700 $R_A = R_B$

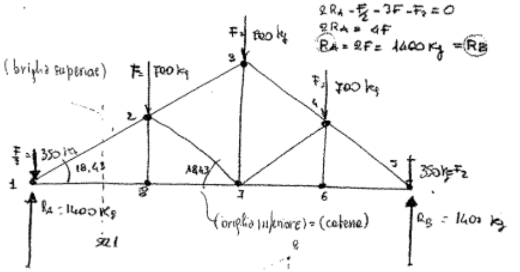
$2R_A - \frac{F}{2} - 3F - F_2 = 0$

$2R_A = 4F$

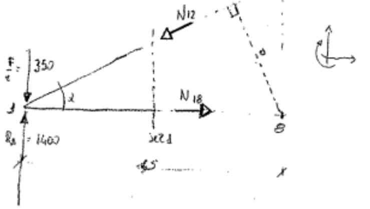
$R_A = 2F = 1400\ kg = R_B$

$\sin\alpha = \sin 18{,}43 = 0{,}32$

$\cos\alpha = \cos 18{,}43 = 0{,}95$



- ricavo gli sforzi nelle aste:



$1{,}5 \sin\alpha = d = 0{,}47$

$M^{(8)} = 0 \quad \frac{F}{2} \cdot 1{,}5 + R_A \cdot 1{,}5 - N_{12}\, d = 0$

$= -350 \cdot 1{,}5 + 1400 \cdot 1{,}5 - N_{12}\ 0{,}47 =$

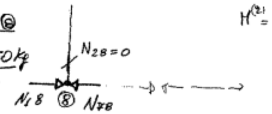
$N_{12} = \frac{1400 \cdot 1{,}5 - 350 \cdot 1{,}5}{0{,}47} = 3351\ kg$

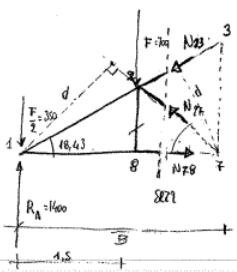
$M^{(2)} = 0 \quad \left(-\frac{F}{2} + R_A\right) 1{,}5 - N_{18} \cdot 0{,}50 = 0$

$N_{18} = 3150\ kg$

equilibrio nodo (8)

$N_{18} = N_{78} = 3150\ kg$



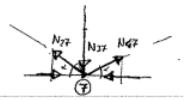


$M^{(1)} = 0 \quad + F \cdot 1{,}5 - N_{27} \cdot d = 0 \qquad N_{27} = \frac{700 \cdot 1{,}5}{3 \cdot 0{,}32} = 1093\ kg$

$M^{(7)} = 0 \quad + \left(R_A - \frac{F}{2}\right) \cdot 3 - F \cdot 1{,}5 - N_{23}\, d = 0 \qquad \frac{3150 - 1050}{3 \cdot 0{,}32} = N_{23}$

$N_{23} = 2056\ kg$

equilibrio nodo (7)



$N_{27} = N_{47}$

$N_{27} \cdot \sin\alpha + N_{47} \cdot \sin\alpha - N_{37} = 0$

$(1093 \cdot 0{,}32)\ 2 = N_{37} = 700\ kg$

$N_{12} = N_{34}$	$N_{23} = N_{34}$	$N_{18} = N_{56}$ $N_{78} = N_{67}$	$N_{28} = N_{46}$	$N_{27} = N_{47}$	N_{37}
(−)	(−)	(+)	/	(−)	(+)
3351 kg	2056 kg	3150 kg		1093 kg	700 kg

(+sollecitata)

(10)

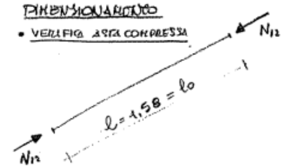
DIMENSIONAMENTO DELLE ASTE

Dimensioniamo la più sollecitata che risulta essere l'asta 1-2 (4-5), N_{12} (= N_{45}) = 3351 kg

(N_{12} è un puntone)

DIMENSIONAMENTO

- VERIFICA ASTA COMPRESSA



l_0 = lunghezza di inflessione libera = l = 1,58 m

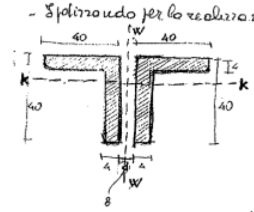
λ = snellezza = $\frac{l_0}{i_{min}}$ =

dove i_{min} = raggio d'inerzia

- per le capriate ho: $\lambda \le 200 \Rightarrow$ posto $\lambda = 150$ (< 200) ho:

$150 = \frac{158}{i_{min}} \Rightarrow i_{min} = \frac{158}{150} = 1{,}05$

- Optando per la realizzazione delle aste un profilo ad angolari accoppiati a lati uguali



(pag 87 PRONTUARIO) → TAB 8.21

in corrispondenza di $i_K = 1{,}21$ ho un profilo costituito da due angolari a L accoppiati 40 X 40 X 4 diviso in 3 campi uguali attraverso l'inserimento di un'imbottitura (la normativa prevede m = 2 collegamenti per ogni asta – NCR 10011/88)

in corrispondenza leggo A, J_K

A	J_K	$i_{min} = i_K$	l_0
6,16 cm^2	8,94 cm^4	1,21 cm	158 cm

- Si procede a verificare l'instabilità dell'asta utilizzando N critico

$$N_{CRIT} = \frac{\pi^2 E J_{K\,min}}{l_0^2}$$

$N_{CRIT} = 3{,}14^2 \cdot 2100.000 \cdot 8{,}94 / 24964 = 7415\ kg$

(§4.2.4.1.3 NTC08) – STABILITA' MEMBRATURE – pag 85 –

$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A f_{yd}}{N_{CRIT}}} = \sqrt{\frac{6{,}16 \cdot 2350}{7415}} = 1{,}40$ (snellezza adimensionale)

$\phi = 0{,}5\left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0{,}2) + \bar{\lambda}^2\right]$ dove α = fattore di imperfezione ricavato dalla tab 4.2.VI in corrispondenza di S235 e delle sezioni ad L. ho α = 0,34

quindi $\phi = 0{,}5\left[1 + 0{,}34\,(1{,}2) + 1{,}96\right] = 1{,}68$

$\chi = \left(1/\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}\right) = 0{,}38 \le 1$ verificato!

ricavo N_{RD} = resistenza all'instabilità dell'asta compressa ed ottengo:

$N_{RD} = \chi \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M1}} = 0{,}38 \cdot \frac{6{,}16 \cdot 2350}{1{,}05} = 5240\ kp$

per la verifica $N_{12} \le N_{RD}$ ho: 3351 kp < 5240 kp

verificata!

In questo modo sono verificate tutte le aste compresse di lunghezza pari o inferiore a 1,58 m. Ho verificato la briglia superiore.

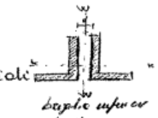
Un esempio di prova pratica ben fatta

DIMENSIONAMENTO
- VERIFICA ASTA TESA appartenente alla catena inferiore (tutte le aste della catena = briglia inferiore sono tese e (N) = 3150 kg (reg 80 NTC 08) (11)

Tali aste devono soddisfare la seguente condizione $\frac{N_{Ed}}{N_{tRd}} \leq 1$ $\frac{\text{Azioni sollecitanti}}{\text{Azioni resistenti}} \leq 1$

N_{tRd} = nel caso di sezioni non indebolite dalla presenza di fori (4.2.7) $= \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} = \frac{6.16 \cdot 2350}{1.05} = 13786$

$\frac{3150}{13786} = 0,23 < 1$



- Considero ancora profili angolari accoppiati " (CATENA)

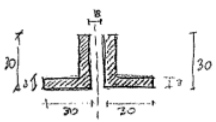
è sufficiente un profilo con $A = \frac{N_{Rd}}{f_{yk}} \cdot 1,05 = \frac{3150}{2350} \cdot 1,05 = 1,41 \text{ cm}^2$ ⟶ nella TAB pag 85 (profilo singolo × 2)

trovo un'area pari a 1,74 per il profilo singolo = 3,48 cm² per quello accoppiato in corrispondenza del profilato a L 30 × 30 × 3.

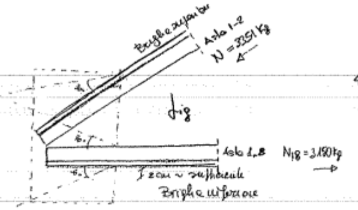
Verifico l'asta sottoposta a trazione $\frac{N_{Ed}}{N_{tRd}} \leq 1$ $N_{tRd} = 3,48 \cdot \frac{2350}{1.05} = 7788$ kg

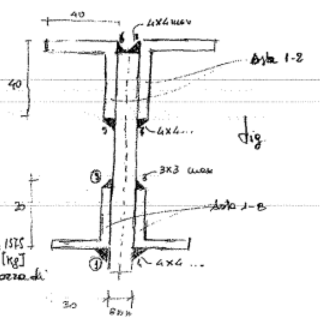
3150 kg < 7788 kg verificato!

Briglia inferiore: CATENA



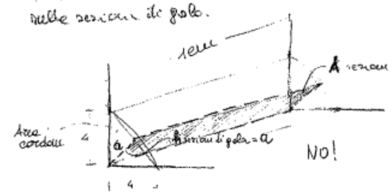
- VERIFICA DELLE SALDATURE. Per i collegamenti delle membrature elementari della capriata adotteremo le unioni saldate. (§4.2.8.2.4)





su ogni profilo della catena opera $\frac{N_{Ed}}{2} = \frac{N_{18}}{2} = \frac{3150}{2} = 1575$ [kg]
i cordoni ① e ② devono resistere 1575 kg di sforzo di trazione.

Allo stato limite ultimo le azioni nei cordoni d'angolo si distribuiscono uniformemente nelle sezioni di gola. (12)



Si procederà alla verifica del cordone con un "criterio semplificato" (pag 99 NTC 08).

Quindi en base ai consueti di calcolo nelle le sezioni di gola le resistenze di design (progetto) per ogni cm di lunghezza del cordone.

F_{wRd}	a	l cordone
520	0,3	1
693	0,4	1
867	0,5	1
[kg]	[cm]	[cm]

$F_{wRd} = a \, f_{tk} / (\sqrt{3} \, \beta \, \gamma_{M2}) = 0,3 \cdot 3600 / (\sqrt{3} \cdot 0,80 \cdot 1,25) = \frac{1080}{2,078} = 520$

Ogni cordone dovrà resistere ad uno sforzo di trazione pari a $(\frac{N_{Ed}}{2})/2 = 1575/2 = 787$ kg

$a = 0,3$ cm ⟹ $\frac{787}{520} = 1,51$ cm = l cordone

Per la catena adotteremo quindi 4 cordoni (2 con a = 0,3 e 2 con a = 0,4) di lunghezza ciascuno pari a 5 cm a vantaggio di statica per una resistenza complessiva di

F_{wRd} = 520 × 5 × 2 (cordoni 0,3) + 693 × 5 × 2 (cordoni 0,4) = 5200 + 6930 = 12130 kg

per la verifica devo avere $\frac{F_{wEd}}{F_{wRd}} \leq 1$ nel nostro caso ho $\frac{3150 \text{ kg}}{12130} = 0,26 \ll 1$

la verifica è soddisfatta

Allo stesso modo procediamo per la briglia superiore.
per N_{12} = 3351 l'unione saldata sarà verificata utilizzando cordoni delle stesse lunghezze pari a 5 cm.

(infatti: $\frac{3351}{12130} = 0,27 \ll 1$)

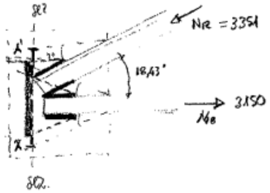
A vantaggio di statica le stesse saldature verrà impiegate per realizzare i collegamenti di tutte le altre aste sottoposte a sforzi inferiori; verifica saldature ok!

- In definitiva avrò briglia sup. 40×40×4, catena 30×30×3, e tutte le rimanenti 40×40×4.

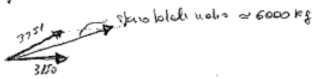
Un esempio di prova pratica ben fatta

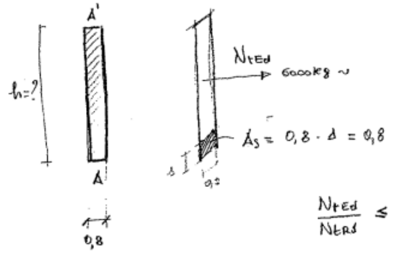
VERIFICA PIASTRA NODALE (Semplificata) (13)

Ipotizzando diffusione degli sforzi trasmessi dalle aste al nodo con ampiezza pari a 30° come in fig. si verificheranno le piastre solo per gli sforzi massimi.



Trascuriamo (a vantaggio di statica) eventuali [eccentricità] ⇒ sforzo totale nodo risultante





$A_s = 0{,}8 \cdot 1 = 0{,}8$

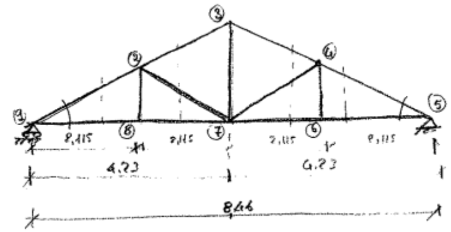
$N_{tRd} = A_s \dfrac{f_{yd}}{1{,}03} = 0{,}8 \cdot \dfrac{2350}{1{,}05} = 1790 \text{ kg}$

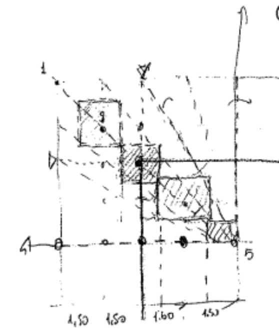
riferito al 1 cm di altezza della sezione resistente (sp. 0,8)

$\dfrac{N_{tEd}}{N_{tRd}} \leq 1$ $\dfrac{6.000 \text{ kg}}{1790 \cdot h} = 1$ → incognita $= \underline{\underline{3{,}35 \text{ cm}}}$

Siccome per esigenze costruttive la piastra dovrà essere almeno alta 10 cm. avremo di certo una sezione resistente maggiore.

10) PROGETTAZIONE CAPRIATA 10-13 (14)

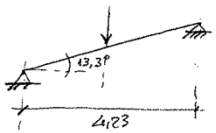




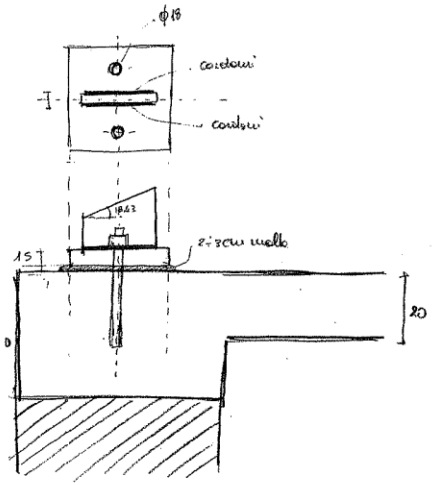
Siccome l'area d'influenza afferente alla capriata in diagonale è inferiore a quella TIPO 5-6 adottando lo stesso tipo di profilati di quelle TIPO 5-6 la capriata 10-13 risulta verificata! Avremo briglie superiori 40×40×4 accoppiati e briglie inferiori 30×30×3 accoppiate.

Un esempio di prova pratica ben fatta

11) DIMENSIONAM./VERIFICA DEI FALSI PUNTONI DI IMPLUVIO E DI DISPLUVIO



12) Secondo il vento agente un'azione sull'orditura di copertura maggiore dei carichi agenti (pp. + finiti) pertanto neve = condiz. + o favorevole) verifichiamo le prese di orditura nel caso di ribaltamento o SFILAMENTO



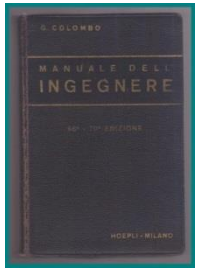
N.B.: Nella prova pratica non è stato sviluppato il quesito relativo al disegno, in idonea scala di rappresentazione, ed al computo metrico a misura per tutti gli elementi strutturali → voto 8/10

Conclusioni

Conclusioni

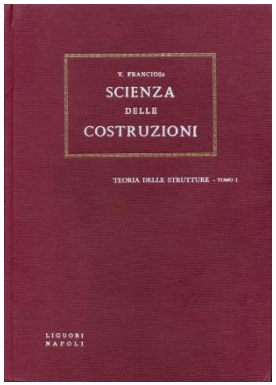
Argomenti e Testi Consigliati

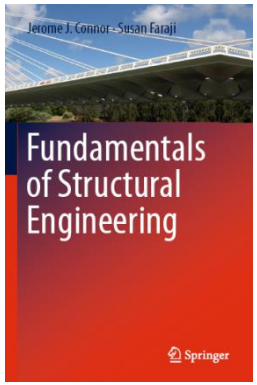
- L'Esame di Stato per l'abilitazione alla professione di ingegnere
- Le tracce strutturali delle prove Sessione 2013

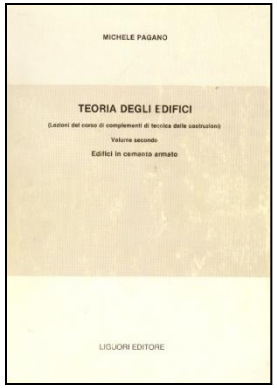


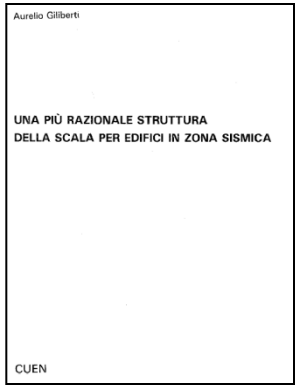
- La prova orale

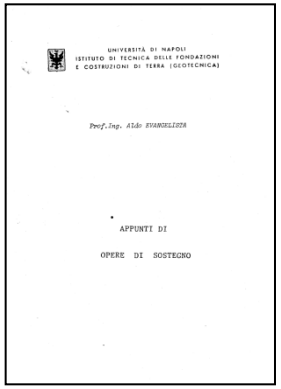
- Statica delle strutture
- Progetto e Verifica elementi in c.a.
- Progetto e Verifica elementi in c.a.p.
- Progetto e Verifica elementi in acciaio
- Opere di sostegno delle terra







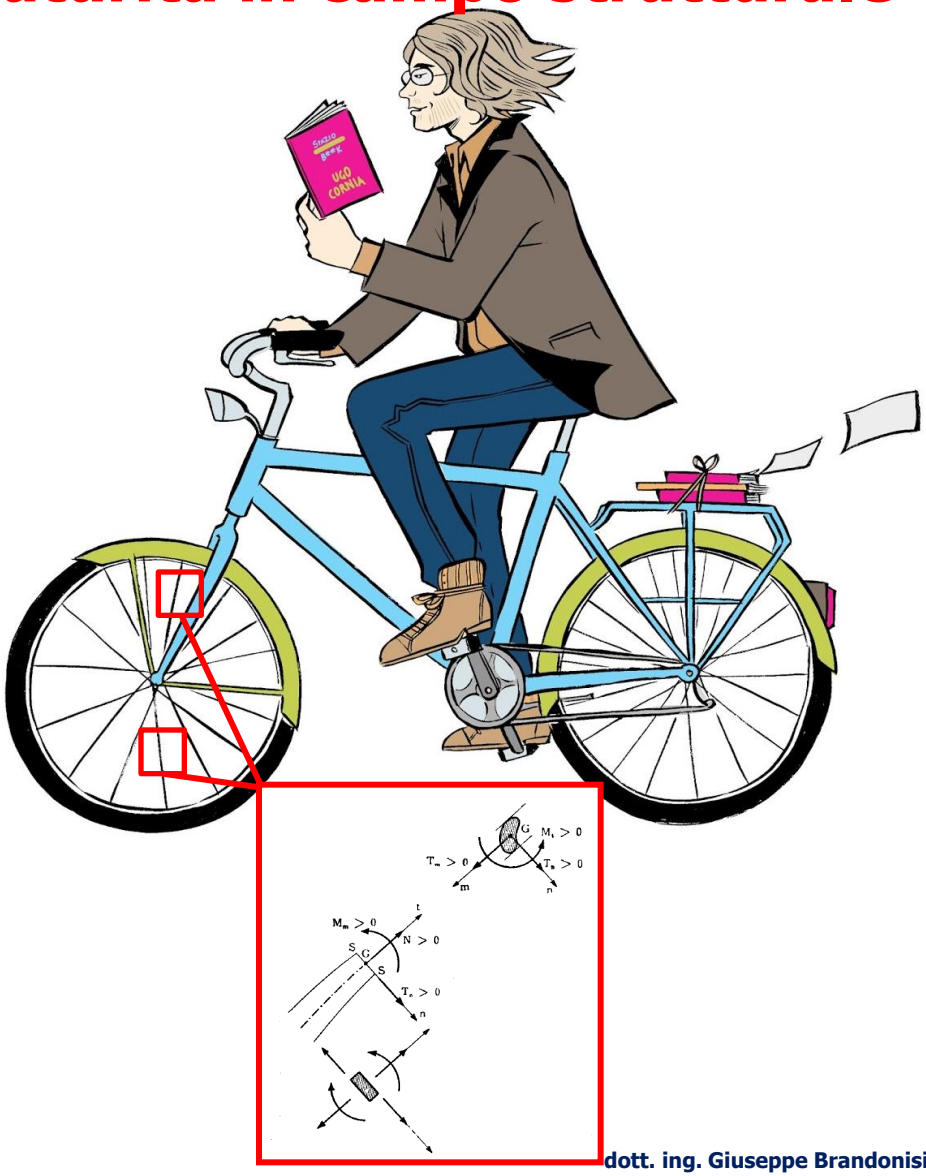




Conclusioni

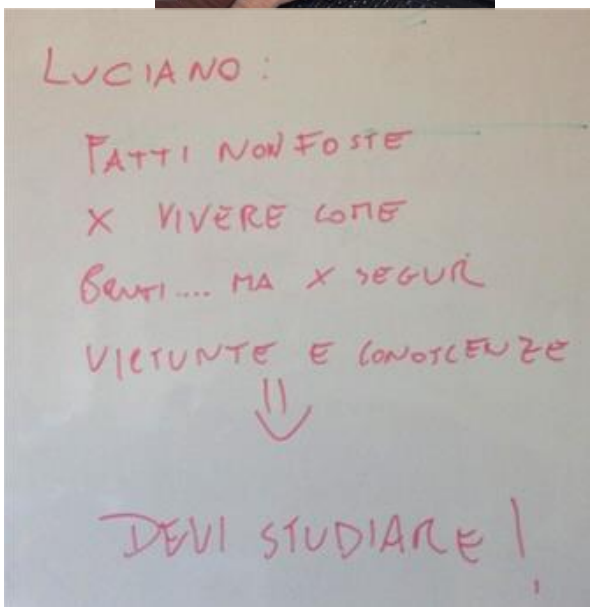
Una domanda per saggiare la vostra preparazione/maturità in campo strutturale

Ma come sono sollecitati i raggi di una ruota di bici???



Raccomandazioni (a ex tesisti)

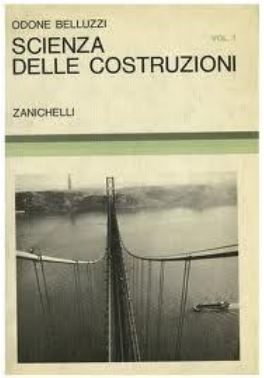
Studiate!



Raccomandazioni

Ulteriori Testi Consigliati

Statica delle strutture



Acciaio

Legno

c.a.

c.a.p.

Consolidamento

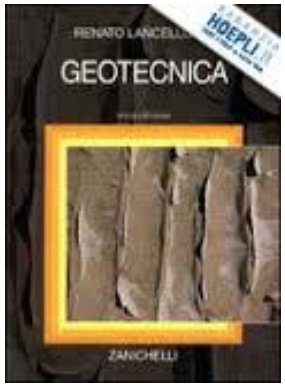
Muratura

Raccomandazioni

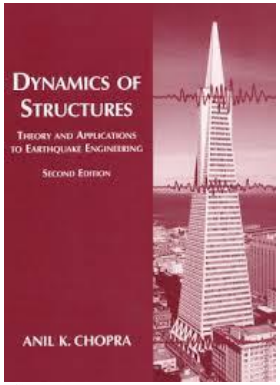
Ulteriori Testi Consigliati

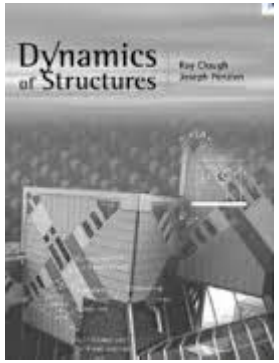
Vol. 1,2,3

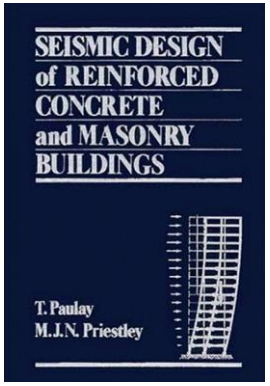
Geotecnica

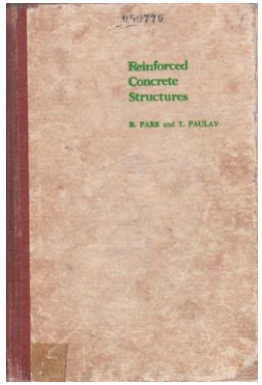


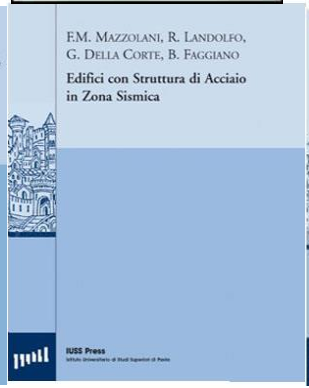
Sismica

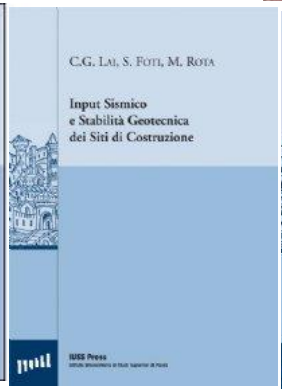








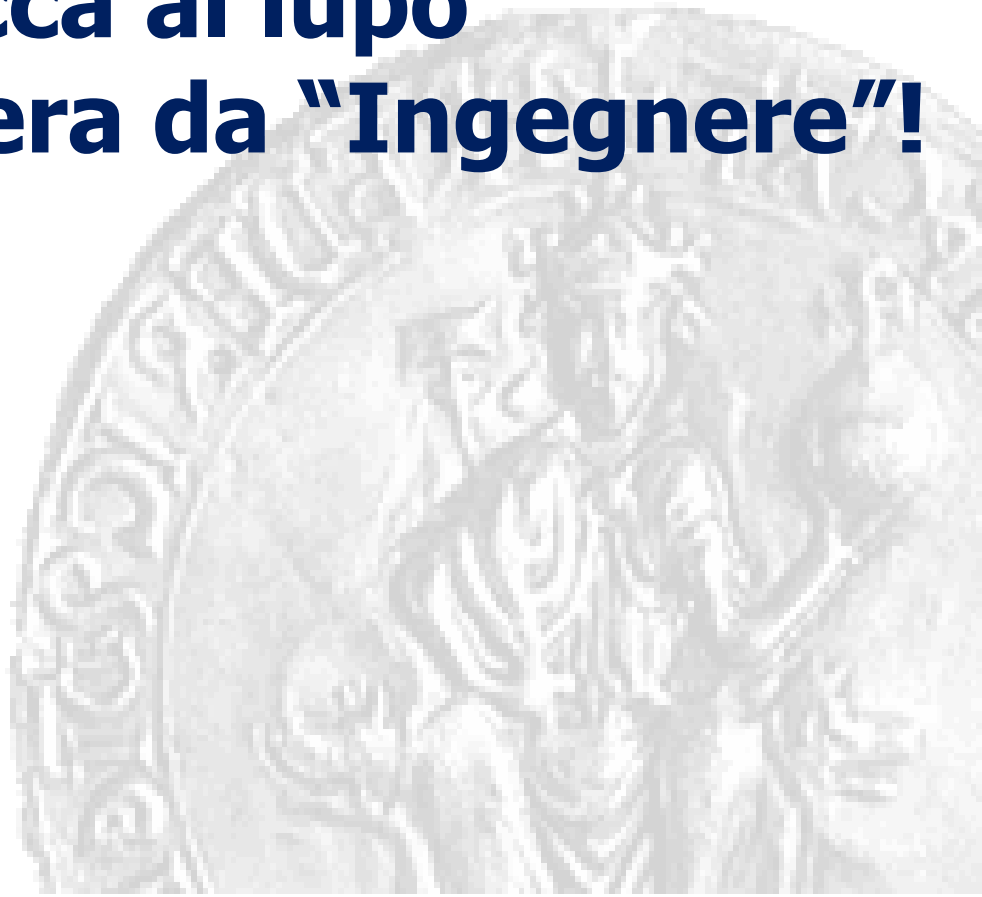




Raccomandazioni

Sconsigliato: Wikipedia e simili!!!

Grazie a tutti per l'attenzione
ed in "bocca al lupo"
per la vostra carriera da "Ingegnere"!



mail: giuseppe.brandonisio@unina.it