



Comune di Bologna



Sostenibilità
è Bologna



RTI Progettisti:



PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA DELLA PRIMA LINEA TRANVIARIA DI BOLOGNA (LINEA ROSSA)



Fondo per lo Sviluppo
e la Coesione

Intervento finanziato con risorse
FSC 2014-2020 - Piano operativo della Città
metropolitana di Bologna
Delibera CIPE n.75/2017



Strutture Sottopasso stradale Viale Alcide De Gasperi Relazione Tecnica

COMUNE DI BOLOGNA
SETTORE MOBILITA' SOSTENIBILE E INFRASTRUTTURE

IL DIRETTORE DEL SETTORE

ING. CLETO CARLINI

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

ING. GIANCARLO SGUBBI

IL DIRETTORE DELL'ESECUZIONE DEL CONTRATTO

ING. MIRKA RIVOLA

SEGRETERIA TECNICA

ING. BARBARA BARALDI

GEOM. AGNESE FERRO

RESPONSABILE DI COMMESSA

ING. PAOLO MARCHETTI

RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

ING. SANTI CAMINITI

Gruppo di Progettazione:

Ing. Alessandro Piazza (Coordinatore Tecnico)
Ing. Santi Caminiti (Progetto sistemi tranviari)
Ing. Andrea Spinosa (Studi Trasportistici)
Arch. Sebastiano Fulci De Sarno (Prog. Architettonico e Inser. Urbanistico)
Ing. Sergio Di Nicola (Sovrastruttura Tranviaria)
Ing. Jeremie Weiss (Impianti Tecnologici)
Ing. Maurizio Falzea (Progettazione Funzionale Depositi)
Ing. Pietro Caminiti (Viabilità Interferente)
Ing. Stefano Tortella (Opere Strutturali)
Ing. Andrea Carlucci (Esperto Impianti Elettro-ferroviari)
Ing. Domenico D'Apollonio (Impianti di Trazione Elettrica)
Ing. Francesco Azzarone (Impianti Meccanici)
Arch. Sergio Moscheo (Prime Disposizioni per la Sicurezza)
Ing. Boris. Rowenczyn (Piani Economici e Finanziari)
Prof. Matteo Mattioli (Valutazione impatto ambientale e impatto acustico)

COMMESSA

B381

FASE

SF

DISCIPLINA

STR

TIPO/NUMERO

RT001

REV.

A

SCALA

—

NOME FILE

B381-SF-STR-RT001-A.dwg

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
0	31-12-2018	EMISSIONE	TORTELLA	TORTELLA	S. CAMINITI
1					
2					

Sommario

1. GENERALITA'	3
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
2.1 OPERE IN C.A. E STRUTTURE METALLICHE	5
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	7
3.1 CALCESTRUZZO PER MAGRONE	7
3.2 CALCESTRUZZO	7
3.3 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO.....	7
4. PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DELLE STRUTTURE	9
4.1 GEOMETRIA DELLA STRUTTURA.....	9
5. ANALISI STRUTTURALE	10
5.1 VERIFICHE DI RESISTENZA.....	10
5.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	11
5.2.1 <i>Definizione degli stati limite di fessurazione</i>	11
5.2.2 <i>Condizioni ambientali</i>	11
5.2.3 <i>Sensibilità delle armature alla corrosione</i>	12
5.2.4 <i>Scelta degli stati limite di fessurazione</i>	12
5.2.5 <i>Verifiche per sollecitazioni che provocano tensioni normali</i>	13
5.2.6 <i>Verifiche delle tensioni in esercizio</i>	14
5.3 COMBINAZIONI DI CARICO.....	14
5.4 MODELLAZIONE STRUTTURALE	16
5.5 ANALISI TRASVERSALE.....	18
5.5.1 <i>Analisi dei carichi</i>	18
6. RISULTATI DELL'ANALISI	24
7. VERIFICHE STRUTTURALI	26
7.1 SOLETTA SUPERIORE – MEZZERIA	26



7.2	SOLETTA SUPERIORE – INCASTRO CENTRALE	27
7.3	SOLETTA SUPERIORE – INCASTRO LATERALE	28
7.4	SOLETTA INFERIORE – MEZZERIA	29
7.5	SOLETTA INFERIORE – INCASTRO CENTRALE	30
7.6	SOLETTA INFERIORE – INCASTRO LATERALE	31
7.7	PIEDRITTO – INCASTRO SUPERIORE	32
7.8	PIEDRITTO – INCASTRO INFERIORE	33
7.9	SOLETTA SUPERIORE – TAGLIO	34
7.10	SOLETTA INFERIORE – TAGLIO.....	35
7.11	PIEDRITTO – TAGLIO.....	36

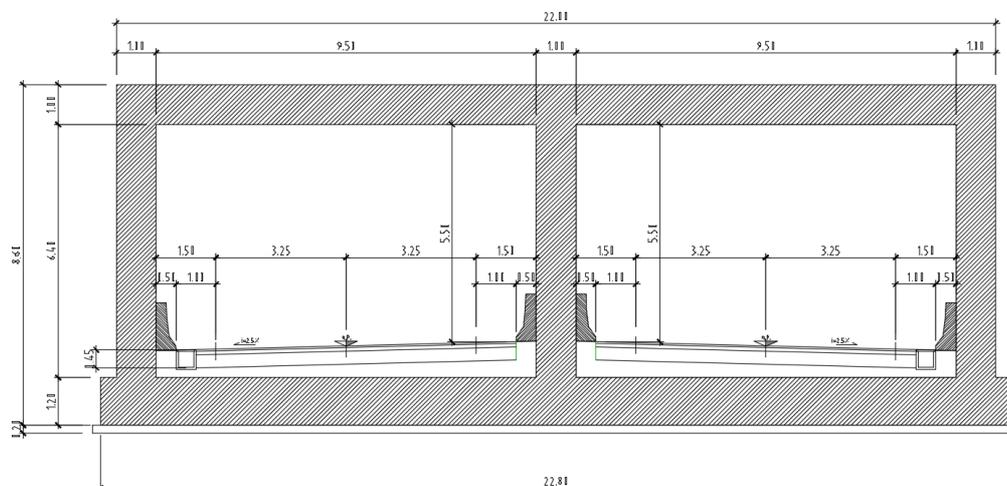


Figura 2 - Sezione trasversale

Nel tratto in trincea al di fuori dello scatolare si prevederà la realizzazione di opere di contenimento, attraverso strutture di sostegno (diaframmi o berlinesi), le quali saranno compiutamente approfondite in fase di progettazione definitiva.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore.

2.1 OPERE IN C.A. E STRUTTURE METALLICHE

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086
- Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- D. M. Min. II. TT. 17 gennaio del 2018 – Norme tecniche per le costruzioni
- UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”
- UNI EN 1991-2-4 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”
- UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale- Parte 1-1: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”
- UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1) – Marzo 2005 – Azioni sulle strutture- Parte 2: “Carico da traffico sui ponti”
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: “Regole generali e regole per gli edifici”
- UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: “Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi”
- UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) – Ottobre 1993: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”
- UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: “Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”;
- UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”
- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”
- UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”



-
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale
 - UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni”
 - UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1
 - UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei sottoelencati materiali.

3.1 CALCESTRUZZO PER MAGRONE

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe Rck 15.

3.2 CALCESTRUZZO

1) Per la realizzazione della fondazione dello scatolare si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck ≥ 35 N/mm², che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 29.05$ N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione 16.46 N/mm ²	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 =$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.83$ N/mm ²
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.981$ N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.321$ N/mm ²
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} = 16.80$ N/mm ²
Resistenza a compressione (comb. Quasi Permanente)	$\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} = 13.07$ N/mm ²

2) Per la realizzazione dei piedritti e della soletta di copertura si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck ≥ 40 N/mm², che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 33.20$ N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione 18.81 N/mm ²	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 =$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.10$ N/mm ²
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.17$ N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.45$ N/mm ²
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} = 19.92$ N/mm ²
Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)	$\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} = 14.94$ N/mm ²

3.3 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento che presentano le seguenti caratteristiche:



Proprietà	Requisito
Limite di snervamento f_y	≥ 450 MPa
Limite di rottura f_t	≥ 540 MPa
Allungamento totale al carico massimo A_{gt}	$\geq 7.5\%$
Rapporto f_t/f_y	$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_y \text{ misurato} / f_y \text{ nom}$	$\leq 1,25$

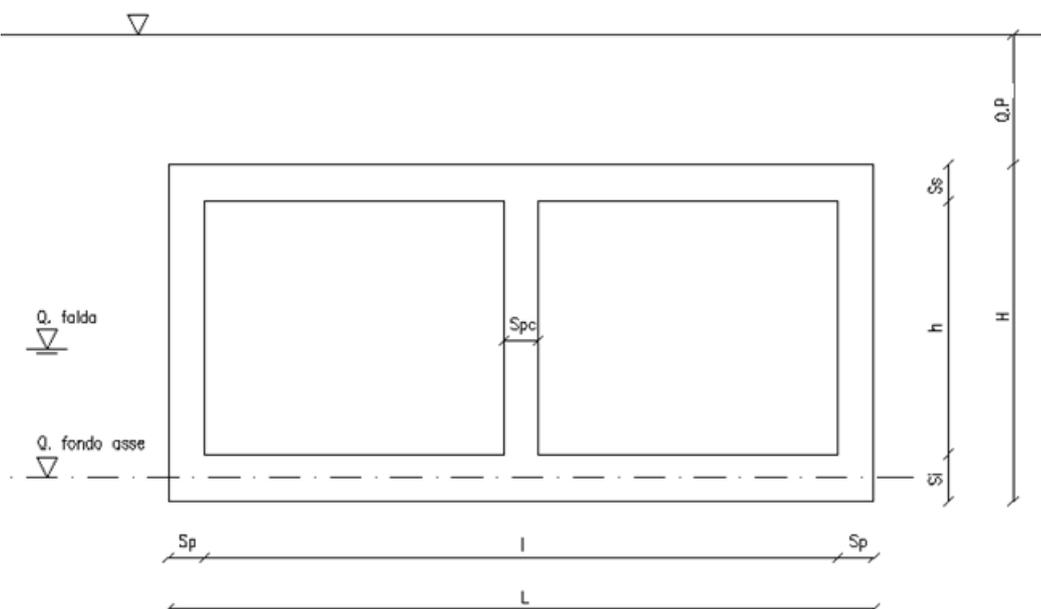
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 450$ N/mm ²
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540$ N/mm ²
Tensione in condizione di esercizio (comb. Rara)	$\sigma_s = 0.80 \cdot f_{yk} = 360.00$ N/mm ²
Fattore di sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1.15$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.30$ N/mm ²

4. PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DELLE STRUTTURE

Per i valori relativi ai parametri geologici e geotecnici, fare riferimento al documento di riferimento specialistico.

4.1 GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

La geometria è quella riportata in figura:



Con:

L	=	22.00 m
I	=	20.00 m
H	=	8.60 m
h	=	6.40 m
H _r	=	1.20 m
S _s	=	1.00 m
S _p	=	1.00 m
S _i	=	1.20 m

5. ANALISI STRUTTURALE

5.1 VERIFICHE DI RESISTENZA

La verifica di resistenza delle sezioni nei vari elementi strutturali, viene condotta tenendo conto delle condizioni più gravose che si individuano dall'involuppo delle sollecitazioni agenti nelle diverse combinazioni di carico.

Le verifiche si basano sul concetto dei coefficienti di sicurezza parziali e considera una famiglia di combinazioni (indicata come A1-M1) generate con le seguenti modalità:

- caso A1-M1: in questo tipo di combinazioni vengono incrementati le azioni permanenti e variabili con i coefficienti (γ_G , γ_Q) e vengono lasciate inalterate le caratteristiche di resistenza del terreno. Le combinazioni ottenute sono rilevanti per stabilire la capacità strutturale delle opere che interagiscono con il terreno.

M1	$\tan\phi'$	\rightarrow	$\gamma_{\phi'} = 1,00$	c_u	\rightarrow	$\gamma_{c_u} = 1,00$
	c'	\rightarrow	$\gamma_{c'} = 1,00$	γ	\rightarrow	$\gamma_{\gamma} = 1,00$

Le combinazioni e i coefficienti moltiplicativi delle singole azioni vengono definiti in base a quanto indicato ai paragrafi 5.2.3.1.3. e 5.2.3.3. del *D.M.17/01/18*.

5.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

5.2.1 DEFINIZIONE DEGLI STATI LIMITE DI FESSURAZIONE

In ordine di severità crescente si distinguono i seguenti stati limite:

a) stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0

b) stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t \leq \frac{f_{ctk}}{\gamma_m}$$

c) stato limite di apertura delle fessure nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione.

5.2.2 CONDIZIONI AMBIENTALI

Le condizioni ambientali, ai fini della valutazione della durabilità delle strutture in calcestruzzo, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella tabella seguente:

CONDIZIONI AMBIENTALI	DESCRIZIONE
Ordinarie	Tutte le sollecitazioni escluse le successive
Aggressive	Ambiente aggressivo per cause naturali, caratterizzato da elevata umidità, scarso o nullo soleggiamento.
Molto aggressive	Ambiente molto aggressivo per cause antropiche, caratterizzato da presenza di liquidi o di aeriformi particolarmente corrosivi, ambiente marino.

La tabella 4.1.III della N.T.C. raccoglie le classi di esposizione per ogni condizione ambientale:

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Agressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto sggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Nel caso in esame si considera l'opera sottoposta a condizioni ordinarie per quanto riguarda la soletta di fondo, XC2 ed a condzioni aggressive per quanto riguarda piedritti e soletta superiore, XC4-XD1-XF1.

5.2.3 SENSIBILITÀ DELLE ARMATURE ALLA CORROSIONE

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili
- armature poco sensibili

Appartengono al primo gruppo gli acciai da precompresso (con stato tensionale imposto). Appartengono al secondo gruppo gli acciai ordinari.

Le armature dello scatolare, oggetto della relazione, appartengono al gruppo delle armature poco sensibili.

5.2.4 SCELTA DEGLI STATI LIMITE DI FESSURAZIONE

Nella tabella sottostante sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazioni di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	W_d	Stato limite	W_d
a	Ordinarie	frequente	ap fessure	$\leq W_2$	ap fessure	$\leq W_3$
		quasi permanente	ap fessure	$\leq W_1$	ap fessure	$\leq W_2$
b	Aggressive	frequente	ap fessure	$\leq W_1$	ap fessure	$\leq W_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap fessure	$\leq W_1$
c	Molto aggressive	frequente	formaz fessure	--	ap fessure	$\leq W_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap fessure	$\leq W_1$

Le armature dello scatolare, oggetto della presente relazione, appartengono al gruppo delle armature poco sensibili e si trovano in condizioni ambientali aggressive per quanto riguarda i piedritti e la soletta superiore e in condizioni ordinarie per quanto riguarda le solette di fondo.

Per la verifica dello stato limite di fessurazione si fa quindi riferimento ai limiti di apertura delle fessure w_2 e w_1 , rispettivamente pari a 0.3 e 0.2 mm per le azioni frequenti e quasi permanenti in condizioni aggressive.

Si fa invece riferimento ai limiti di apertura delle fessure w_3 e w_2 , rispettivamente pari a 0.4 e 0.3 mm per le azioni frequenti e quasi permanenti in condizioni ordinarie.

5.2.5 VERIFICHE PER SOLLECITAZIONI CHE PROVOCANO TENSIONI NORMALI

Stato limite di decompressione e di formazione delle fessure

Le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata.

Stato limite di apertura delle fessure

Il valore caratteristico di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non deve superare i valori nominali w_1 , w_2 , w_3 secondo quanto riportato nella Tabella riportata in precedenza.

Il valore caratteristico di calcolo è dato da:

$$w_d = 1,7 \cdot w_m$$

dove w_m rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza media delle fessure (w_m) è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ϵ_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \epsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di ϵ_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica. ϵ_{sm} può essere calcolato tenendo conto dell'effetto del "tension stiffening" nel rispetto della limitazione:

$$\varepsilon_{sm} \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

con σ_s tensione nell'acciaio dell'armatura tesa (per sezione fessurata) nelle condizioni di carico considerate ed E_s è il modulo elastico dell'acciaio.

5.2.6 VERIFICHE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni rare e quasi permanenti delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel conglomerato cementizio sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

Verifica della tensione massima di compressione del conglomerato cementizio nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del conglomerato cementizio σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c \leq 0.6 \cdot f_{ck} \text{ per la combinazione caratteristica (rara)}$$

$$\sigma_c \leq 0.45 \cdot f_{ck} \text{ per la combinazione quasi permanente}$$

Verifica della tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

Per l'acciaio, la tensione massima, σ_s , per effetto delle azioni dovute alle combinazioni rare deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s \leq 0.8 \cdot f_{yk}$$

dove f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

5.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Sono state analizzate le combinazioni di carico agli stati limite ultimi per lo stato limite di resistenza della struttura (STR), facente riferimento ai coefficienti parziali A1.

Agli stati limite di esercizio si sono considerate le verifiche per le combinazioni rara, frequente e quasi permanente.

SLU:

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

SLE RARA: $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$

SLE FREQUENTE: $G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

SLE QUASI PERMANENTE: $G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

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

5.4 MODELLAZIONE STRUTTURALE

L'analisi trasversale della struttura scatolare è stata condotta con un programma agli elementi finiti (Straus7) schematizzando i vari setti con elementi "beam" mutuamente incastrati e facendo riferimento ad una larghezza unitaria di struttura che viene pertanto risolta come struttura piana.

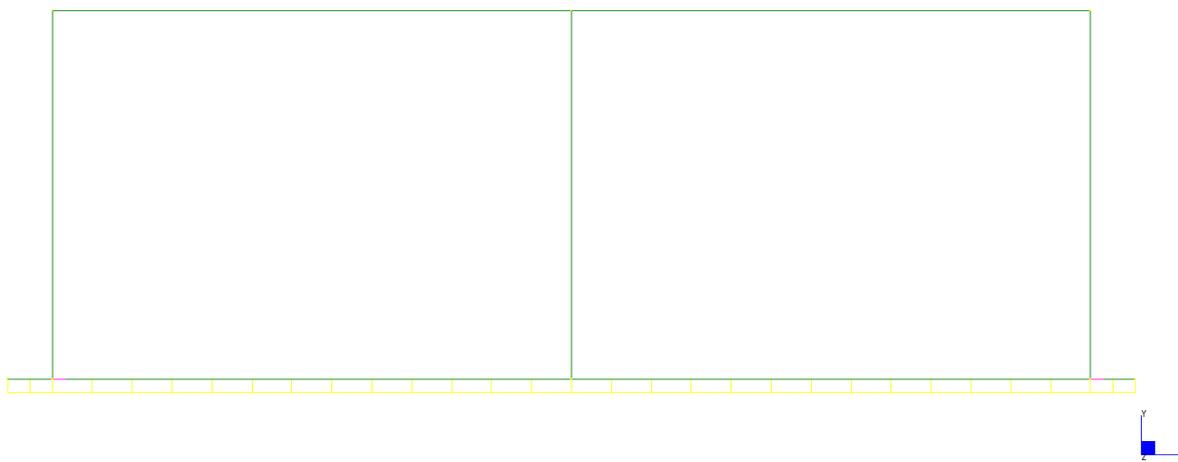


Figura 3 - Modello di Calcolo Utilizzato

L'interazione terreno-struttura viene schematizzata secondo il modello di Winkler, attraverso l'uso di un supporto elastico alla base della soletta inferiore. Al fine di rimuovere la labilità strutturale, vengono disposte in corrispondenza di tutti i nodi della soletta inferiore delle molle orizzontali di rigidità pari a quella delle molle verticali corrispondenti.

Le condizioni di carico adottate, in accordo con le NTC e con quanto riportato nei precedenti capitoli, sono:

1. Peso proprio delle strutture
2. Carico permanente superiore
3. Carico permanente inferiore
4. Spinta delle terre a riposo su piedritto di SX nel caso A1M1
5. Spinta delle terre a riposo su piedritto di DX nel caso A1M1
6. Spinta delle terre in condizioni attiva su piedritto di SX nel caso A1M1
7. Spinta delle terre in condizioni attiva su piedritto di DX nel caso A1M1
8. Spinta del sovraccarico sul rilevato nel caso A1M1
9. Carico mobile in copertura (presenza della rotatoria)
10. Frenatura in copertura
11. Sisma orizzontale
12. Sisma Verticale

5.5 ANALISI TRASVERSALE

5.5.1 ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio (1)

Soletta superiore:

$$S_s = 1.00 \text{ m}$$

$$B = 1.00 \text{ m}$$

$$\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$PP = 1.0 \times 1.0 \times 25 = \mathbf{25.00 \text{ kN/m}}$$

Soletta inferiore:

$$S_i = 1.20 \text{ m}$$

$$B = 1.00 \text{ m}$$

$$\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$PP = 1.2 \times 1.0 \times 25 = \mathbf{30.00 \text{ kN/m}}$$

Piedritti laterali:

$$S_p = 1.00 \text{ m}$$

$$B = 1.00 \text{ m}$$

$$\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$PP = 1.0 \times 1.0 \times 25 = \mathbf{25.00 \text{ kN/m}}$$

Piedritto centrale:

$$S_p = 1.00 \text{ m}$$

$$B = 1.00 \text{ m}$$

$$\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$PP = 1.0 \times 1.0 \times 25 = \mathbf{25.00 \text{ kN/m}}$$

Carichi permanenti

Peso ricoprimento (inferiore e superiore) 1.20 x 20 24.00 kN/m²

Spinta a riposo del terreno nel caso A1M1

$$\gamma_{\text{terreno naturale}} = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$K_0 = 1 - \text{sen } \varphi = 1 - \text{sen } (30^\circ) = 0.500$$

Pressione terreno in asse soletta superiore

$$P = \mathbf{16.15 \text{ kN/m}^2}$$

Pressione falda in asse soletta inferiore

$$P = 87.40 \text{ kN/m}^2$$

Spinta attiva del terreno nel caso A1M1

$$\gamma_{\text{terreno naturale}} = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$K_a = 0.333$$

Pressione terreno in asse soletta superiore

$$P = 10.76 \text{ kN/m}^2$$

Pressione falda in asse soletta inferiore

$$P = 58.21 \text{ kN/m}^2$$

Spinta del sovraccarico sul rilevato

Sul rilevato si considera presente il sovraccarico LM71 in uscita dallo scatolare:

$$q_h = 20 \times k_0 = 10.00 \text{ kN/m}^2$$

Frenatura

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0.10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

$$F = 6,66 \text{ kN/ml}$$

Sisma

Nel presente progetto è stata verificata la combinazione di carico sismica con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della esistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel caso in oggetto, l'opera ricade all'interno del tipo di costruzione 2.

Classi d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un'eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Nel caso in

oggetto si fa riferimento alla Classe IV: “costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importante, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico.”

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U . Tale coefficiente è funzione della classe d'uso e nel caso specifico assume valore unitario.

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \text{ anni} \times 2.0 = 100 \text{ anni}$$

Le probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente, sono pari al 10% nel caso dello stato limite SLV.

Azioni di progetto

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per ciascuno dei periodi di ritorno T_R considerati dalla pericolosità sismica, i tre parametri si ricavano riferendosi ai valori corrispondenti al 50esimo percentile ed attribuendo ad:

- a_g il valore previsto dalla pericolosità sismica;
- F_0 e T_C^* i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento V_R della costruzione;
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} associate agli stati limite considerati, per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

A tal fine è conveniente utilizzare, come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{VR} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})} = -\frac{200}{\ln(1-0.1)} = 1898 \text{ anni}$$

I valori dei parametri a_g , F_0 e T_C^* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'ALLEGATO B delle NTC.

I punti del reticolo di riferimento sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine ed ordinati a Latitudine e Longitudine crescenti, facendo variare prima la Longitudine e poi la Latitudine. L'accelerazione al sito a_g è espressa in $g/10$; F_0 è adimensionale, T_C^* è espresso in secondi.

L'opera è ubicata in corrispondenza delle seguenti coordinate:

Latitudine = 45,5248 e Longitudine = 11,2610

Parametri di pericolosità Sismica				
Stato Limite	T_r [anni]	a_g/g [-]	F_0 [-]	T_c^* [s]
Operatività	60	0.069	2.500	0.275
Danno	101	0.086	2.488	0.282
Salvaguardia Vita	949	0.210	2.411	0.308
Prevenzione Collasso	1950	0.264	2.434	0.313

Categoria di sottosuolo

In base alla natura del terreno e ai parametri individuati, il suolo presente è classificabile in Categoria C

Da ciò si ricava il parametro $S = S_s \times S_T$ che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, essendo S_s il coefficiente di amplificazione stratigrafica ed S_T il coefficiente di amplificazione topografica.

$$S_s = 1,396$$

$$S_t = 1$$

$$k_h = S \times a_g / g = 0.293$$

$$k_v = 0.5 \times k_h = 0.5 \times 0.293 = 0.147$$

Per i muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario.

L'incremento dinamico di spinta del terreno sotto l'azione sismica viene determinato col metodo di Wood. Tale metodo fornisce la sovraspinta sismica del terreno su una parete interrata soggetta a deformazioni molto contenute, in situazioni prossime di spinta a riposo sia in condizioni statiche sia durante il sisma. In situazioni del genere, relative a manufatti scatolari interrati, la spinta sismica da assumersi è data dall'espressione:

$$\Delta P_d = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2$$

Si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro, il che equivale ad applicare una pressione uniforme

$$\Delta p_d = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma \cdot H$$

Nel caso di opere con terrapieno in falda con permeabilità del terreno bassa ($k < 5 \times 10^{-4}$ m/s) in cui l'acqua interstiziale si muove insieme allo scheletro solido, per la valutazione dell'azione inerziale il terreno può essere trattato come un mezzo monofase, considerando un peso di volume medio γ_m del terreno:

Per il manufatto scatolare oggetto della presente relazione di calcolo si ottiene pertanto:

$$\Delta p_d = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma \cdot H = 57.47 \text{ kN/m}^2$$

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica deve essere rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali date dal prodotto delle forze di gravità per il coefficiente sismico.

Le forze di inerzia così definite vengono applicate ai baricentri degli elementi a cui si riferiscono.

Si ottiene pertanto:

$$F_{h,i} = k_h \cdot W_i$$

$$F_{v,i} = k_v \cdot W_i$$

in cui i è l' i -esimo elemento strutturale.

Si ottiene quindi:

Azioni orizzontali

Soletta superiore $F_{h,1} = 7.33 \text{ kN/m}^2$ (17)

Piedritti laterali $F_{h,2} = 7.33 \text{ kN/m}^2$ (17)

Piedritto centrale $F_{h,2} = 7.33 \text{ kN/m}^2$ (17)

Azioni Verticali

Soletta superiore $F_{v,1} = 7.18 \text{ kN/m}^2$ (19)

Piedritti laterali $F_{v,2} = 3.67 \text{ kN/m}^2$ (19)

Piedritto centrale $F_{v,2} = 3.67 \text{ kN/m}^2$ (19)



6. RISULTATI DELL'ANALISI

Si riportano nelle seguenti figure i diagrammi di involucro delle sollecitazioni relative agli stati limite ultimi e stati limite di esercizio

	MIN	MAX
BM2(4v.m)	$-1,259580 \times 10^3$	$1,500807 \times 10^3$
	[Bm:8]	[Bm:2]

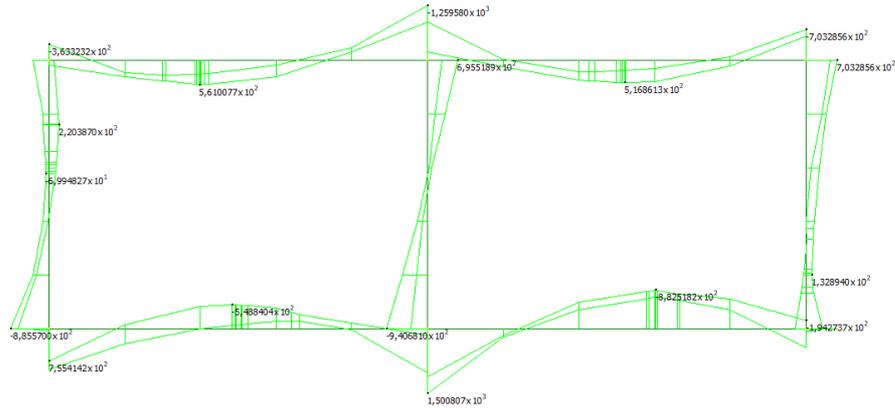


Figura 4 - Involucro SLU-SLV - Momento Flettente

	MIN	MAX
BM2(4v.m)	$-9,330223 \times 10^2$	$1,111709 \times 10^3$
	[Bm:8]	[Bm:2]

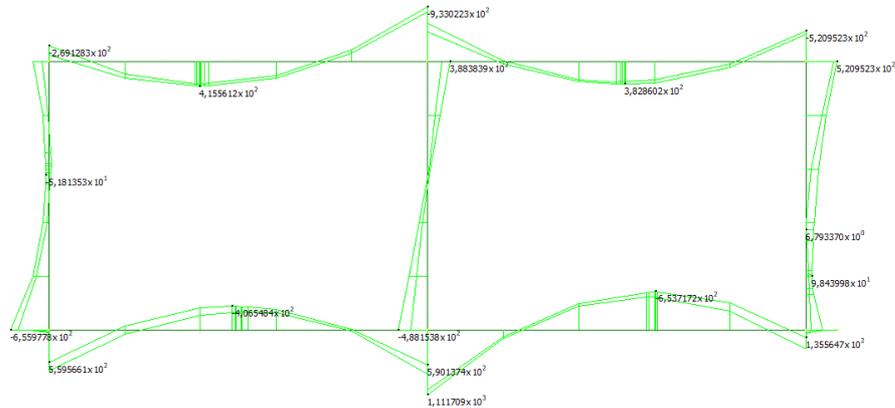


Figura 5 - Involucro SLE - Momento Flettente

	MIN	MAX
SF2(0+)	$-7,477167 \times 10^2$	$5,894052 \times 10^2$
	[Bm:2]	[Bm:1]

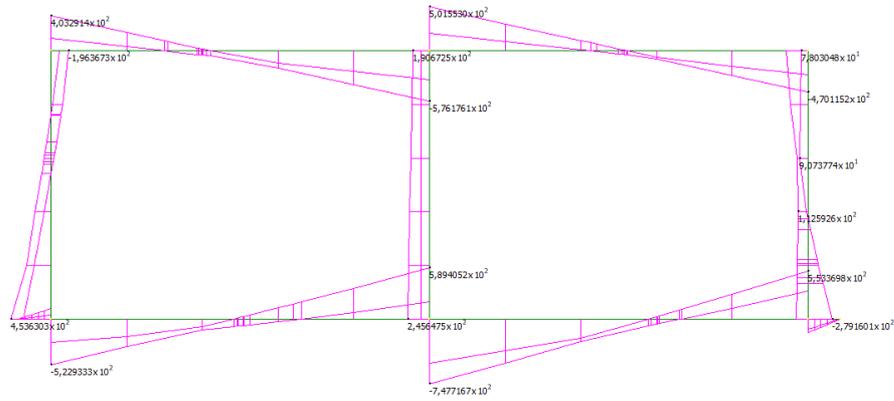


Figura 6 - Involuppo SLU-SLV – Taglio

	MIN	MAX
SF2(0+)	$-5,538642 \times 10^2$	$4,365964 \times 10^2$
	[Bm:2]	[Bm:1]

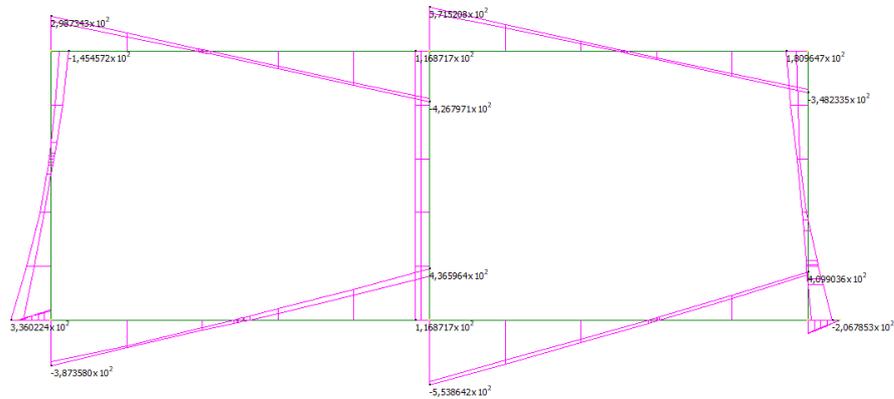


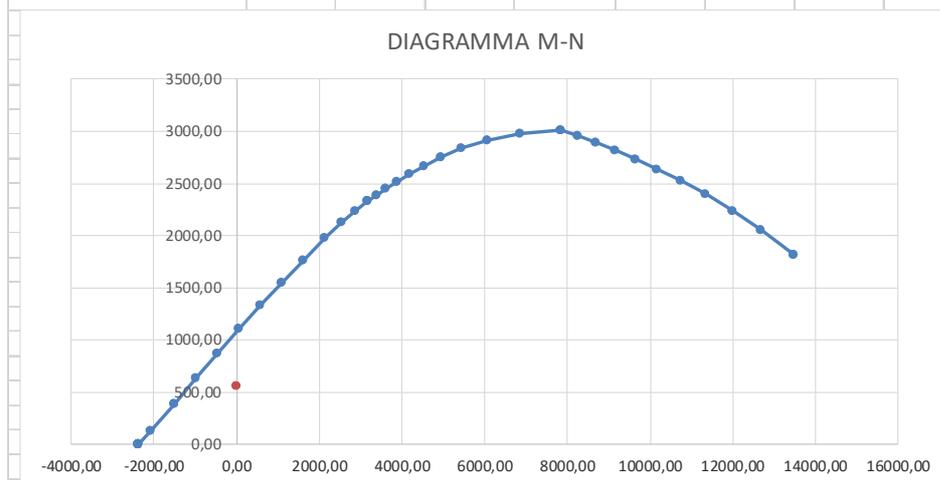
Figura 7 - Involuppo SLE – Taglio

7. VERIFICHE STRUTTURALI

Si riportano di seguito le verifiche strutturali degli elementi maggiormente sollecitati

7.1 SOLETTA SUPERIORE – MEZZERIA

RIEPILOGO SOLLECITAZIONI			RIEPILOGO ARMATURE			RIEPILOGO GEOMETRIA			RIEPILOGO MATERIALI		
	M	N	n°	φ (mm)	y	B =	100	cm	fck	37	N/mm ²
	kNm	kN		(mm)	(cm)	H =	100	cm	Rck	40	N/mm ²
SLU/SLV	561,01	0							fcd =	18,81	
RARA	415,56	0	6,67	24	5				c	5	cm
FREQUENTE	415,56	0	1	0	85				fmax	24	mm
QUASI PERMANENTE	415,56	0	1	0	90				i	15	cm
			6,67	24	95				i'	0	cm
									fyk	450	N/mm ²



VERIFICHE TENSIONALI		σc	σs	σcmax	σsmax
		N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
RARA		3,21	156,26	22,20	360,00
QUASI PERMANENTE		3,21		16,65	

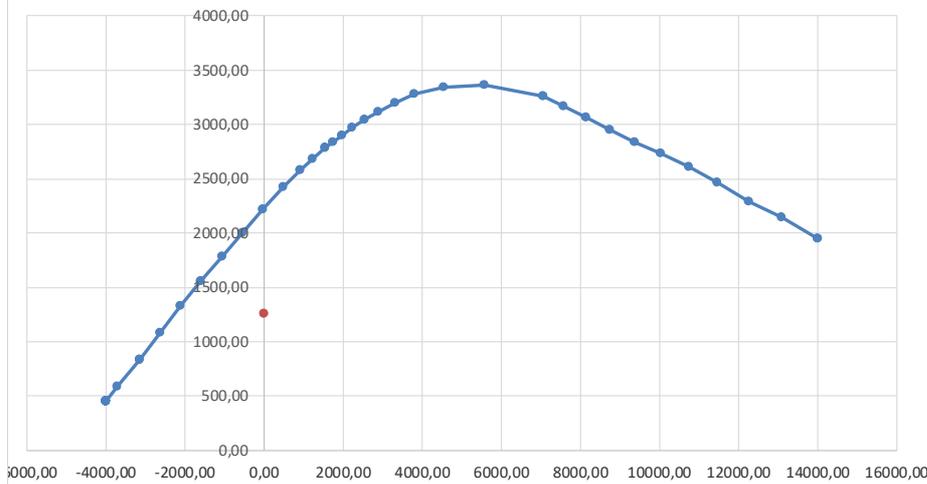
VERIFICHE A FESSURAZIONE		Wk	Mf	M	Wklim	
		mm	kNm	kNm		
QUASI PERMANENTE		0,1396	634,38	532,88	0,2	Ms < M1f
FREQUENTE		0,1396	634,38	532,88	0,3	Ms < M1f



7.2 SOLETTA SUPERIORE – INCASTRO CENTRALE

RIEPILOGO SOLLECITAZIONI			RIEPILOGO ARMATURE			RIEPILOGO GEOMETRIA			RIEPILOGO MATERIALI		
	M	N	n°	φ (mm)	y	B =	100	cm	fck	37	N/mm ²
	kNm	kN		(mm)	(cm)	H =	100	cm	Rck	40	N/mm ²
SLU/SLV	1259,58	0							fcd =	18,81	
RARA	933,02	0	6,67	24	5				c	5	cm
FREQUENTE	933,02	0	6,67	20	85				fmax	24	mm
QUASI PERMANENTE	933,02	0	6,67	20	90				i	15	cm
			6,67	24	95				i'	5	cm
									fyk	450	N/mm ²

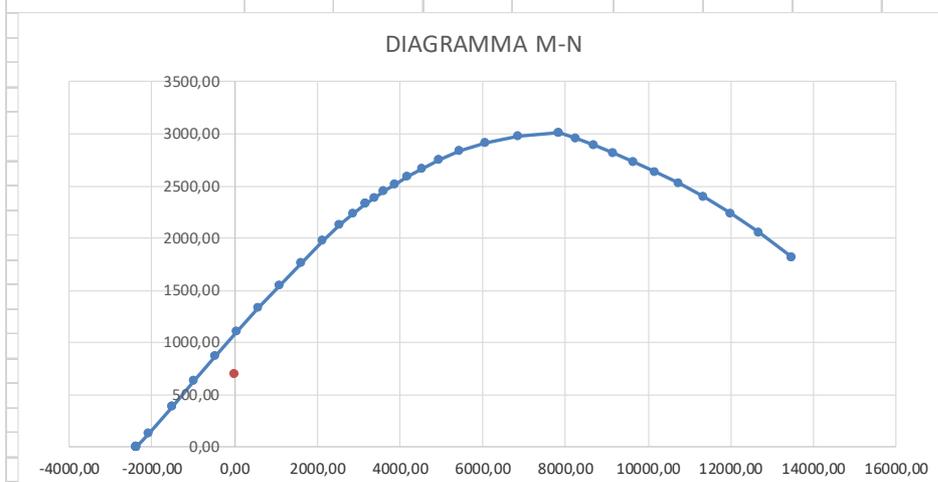
DIAGRAMMA M-N



		σc	σs	σcmax	σsmax
		N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
VERIFICHE TENSIONALI	RARA	5,79	170,92	22,20	360,00
	QUASI PERMANENTE	5,79		16,65	
		Wk	Mf	M	Wkim
		mm	kNm	kNm	
VERIFICHE A FESSURAZIONE	QUASI PERMANENTE	0,1996	711,44	597,61	0,2
	FREQUENTE	0,1996	711,44	597,61	0,3

7.3 SOLETTA SUPERIORE – INCASTRO LATERALE

RIEPILOGO SOLLECITAZIONI			RIEPILOGO ARMATURE			RIEPILOGO GEOMETRIA			RIEPILOGO MATERIALI		
	M	N	n°	φ (mm)	y	B =	100	cm	fck	37	N/mm²
	kNm	kN		(mm)	(cm)	H =	100	cm	Rck	40	N/mm²
SLU/SLV	703,28	0							fcd =	18,81	
RARA	520,95	0	6,67	24	5				c	5	cm
FREQUENTE	520,95	0	1	0	90				fmax	24	mm
QUASI PERMANENTE	520,95	0	1	0	90				i	15	cm
			6,67	24	95				i'	0	cm
									fyk	450	N/mm²



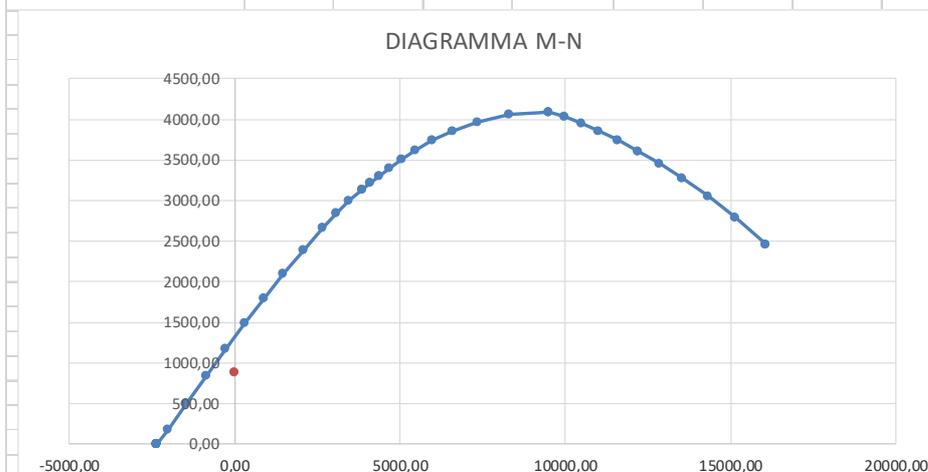
VERIFICHE TENSIONALI		σ_c	σ_s	σ_{cmax}	σ_{smax}
		N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
	RARA	4,02	195,89	22,20	360,00
	QUASI PERMANENTE	4,02		16,65	

VERIFICHE A FESSURAZIONE		Wk	Mf	M	Wklim	
		mm	kNm	kNm		
	QUASI PERMANENTE	0,1750	634,38	532,88	0,2	Ms < M1f
	FREQUENTE	0,1750	634,38	532,88	0,3	Ms < M1f



7.4 SOLETTA INFERIORE – MEZZERIA

	RIEPILOGO SOLLECITAZIONI		RIEPILOGO ARMATURE			RIEPILOGO GEOMETRIA			RIEPILOGO MATERIALI		
	M	N	n°	φ (mm)	y	B =	100	cm	fck	37	N/mm ²
	kNm	kN		(mm)	(cm)	H =	120	cm	Rck	40	N/mm ²
SLU/SLV	882,52	0							fcd =	18,81	
RARA	653,71	0	6,67	24	5				c	5	cm
FREQUENTE	653,71	0	1	0	115				fmax	24	mm
QUASI PERMANENTE	653,71	0	1	0	115				i	15	cm
			6,67	24	115				i'	0	cm
									fyk	450	N/mm ²



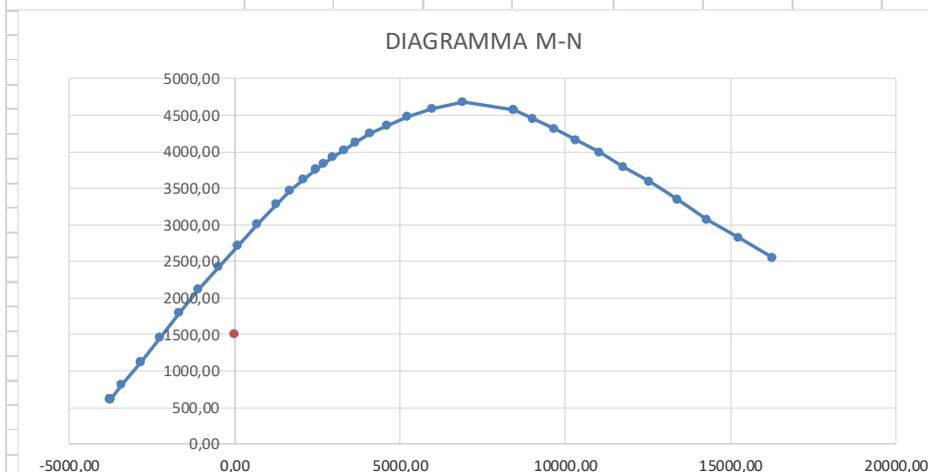
VERIFICHE TENSIONALI	RARA QUASI PERMANENTE	σc	σs	σcmax	σsmax
		N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
		3,76	201,75	22,20	360,00
		3,76		16,65	

VERIFICHE A FESSURAZIONE	QUASI PERMANENTE FREQUENTE	Wk	Mf	M	Wkim	
		mm	kNm	kNm		
		0,1853	892,42	749,64	0,2	Ms < M1f
		0,1853	892,42	749,64	0,3	Ms < M1f



7.5 SOLETTA INFERIORE – INCASTRO CENTRALE

	RIEPILOGO SOLLECITAZIONI		RIEPILOGO ARMATURE			RIEPILOGO GEOMETRIA			RIEPILOGO MATERIALI		
	M	N	n°	φ (mm)	y	B =	100	cm	fck	37	N/mm ²
	kNm	kN		(mm)	(cm)	H =	120	cm	Rck	40	N/mm ²
SLU/SLV	1500,81	0							fcd =	18,81	
RARA	1111,71	0	6,67	24	5				c	5	cm
FREQUENTE	1111,71	0	1	0	110				fmax	24	mm
QUASI PERMANENTE	1111,71	0	6,67	26	110				i	15	cm
			6,67	24	115				i'	5	cm
									fyk	450	N/mm ²



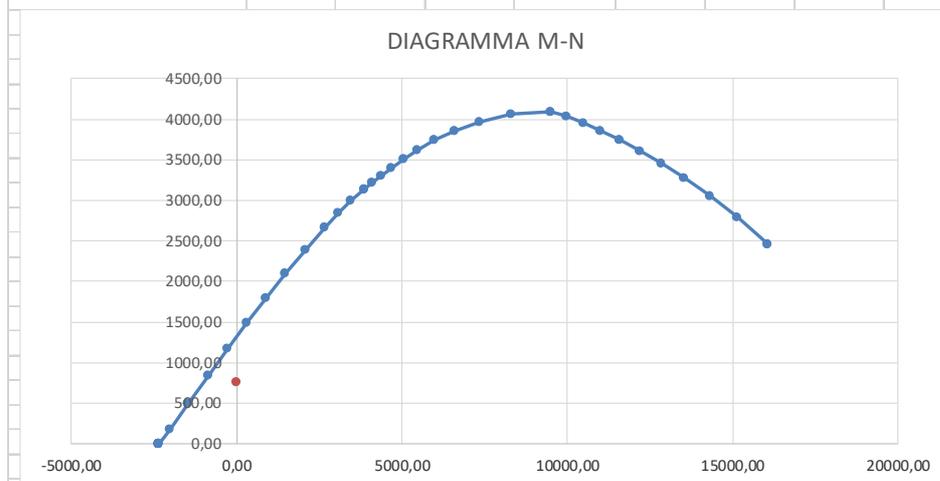
VERIFICHE TENSIONALI	RARA QUASI PERMANENTE	σc	σs	σcmax	σsmax
		N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
		5,07	172,26	22,20	360,00
		5,07		16,65	

VERIFICHE A FESSURAZIONE	QUASI PERMANENTE FREQUENTE	Wk	Mf	M	Wkim	
		mm	kNm	kNm		
		0,1848	985,76	828,04	0,2	Controllo Wk
		0,1848	985,76	828,04	0,3	Controllo Wk



7.6 SOLETTA INFERIORE – INCASTRO LATERALE

RIEPILOGO SOLLECITAZIONI			RIEPILOGO ARMATURE			RIEPILOGO GEOMETRIA			RIEPILOGO MATERIALI		
	M	N	n°	φ (mm)	y	B =	100	cm	fck	37	N/mm ²
	kNm	kN		(mm)	(cm)	H =	120	cm	Rck	40	N/mm ²
SLU/SLV	755,41	0							fcd =	18,81	
RARA	559,57	0	6,67	24	5				c	5	cm
FREQUENTE	559,57	0	1	0	115				fmax	24	mm
QUASI PERMANENTE	559,57	0	1	0	115				i	15	cm
			6,67	24	115				i'	0	cm
									fyk	450	N/mm ²

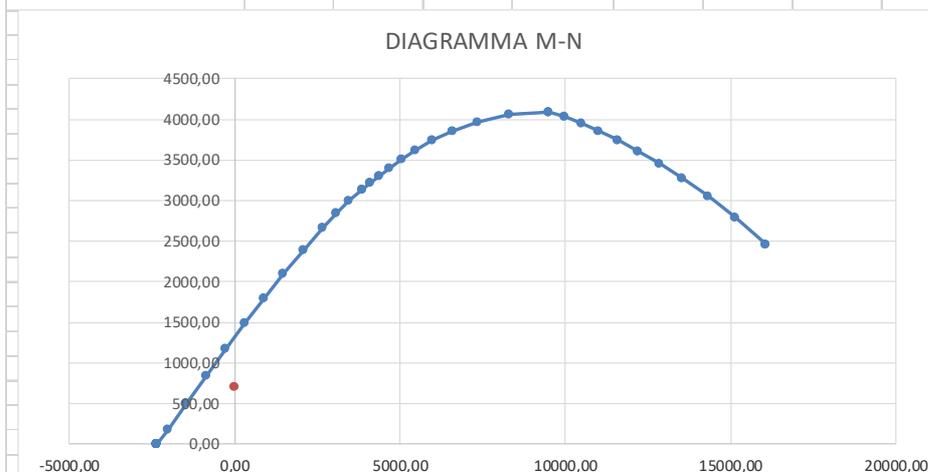


VERIFICHE TENSIONALI		σc	σs	σcmax	σsmax
		N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
	RARA	3,22	172,70	22,20	360,00
	QUASI PERMANENTE	3,22		16,65	

VERIFICHE A FESSURAZIONE		Wk	Mf	M	Wklim	
		mm	kNm	kNm		
	QUASI PERMANENTE	0,1586	892,42	749,64	0,2	Ms < M1f
	FREQUENTE	0,1586	892,42	749,64	0,3	Ms < M1f

7.7 PIEDRITTO – INCASTRO SUPERIORE

RIEPILOGO SOLLECITAZIONI			RIEPILOGO ARMATURE			RIEPILOGO GEOMETRIA			RIEPILOGO MATERIALI		
	M	N	n°	φ (mm)	y	B =	100	cm	fck	37	N/mm ²
	kNm	kN		(mm)	(cm)	H =	120	cm	Rck	40	N/mm ²
SLU/SLV	703,28	0							fcd =	18,81	
RARA	520,95	0	6,67	24	5				c	5	cm
FREQUENTE	520,95	0	1	0	115				fmax	24	mm
QUASI PERMANENTE	520,95	0	1	0	115				i	15	cm
			6,67	24	115				i'	0	cm
									fyk	450	N/mm ²



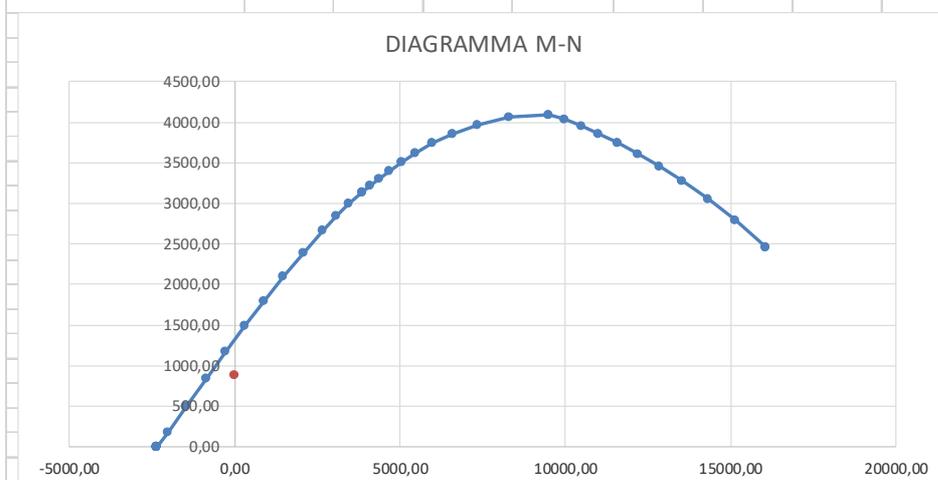
VERIFICHE TENSIONALI		σc	σs	σcmax	σsmax
		N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
	RARA	3,00	160,78	22,20	360,00
	QUASI PERMANENTE	3,00		16,65	

VERIFICHE A FESSURAZIONE		Wk	Mf	M	Wkim	
		mm	kNm	kNm		
	QUASI PERMANENTE	0,1477	892,42	749,64	0,2	Ms < M1f
	FREQUENTE	0,1477	892,42	749,64	0,3	Ms < M1f



7.8 PIEDRITTO – INCASTRO INFERIORE

RIEPILOGO SOLLECITAZIONI			RIEPILOGO ARMATURE			RIEPILOGO GEOMETRIA			RIEPILOGO MATERIALI		
	M	N	n°	ϕ (mm)	y	B =	100	cm	fck	37	N/mm ²
	kNm	kN		(mm)	(cm)	H =	120	cm	Rck	40	N/mm ²
SLU/SLV	885,57	0							fcd =	18,81	
RARA	655,98	0	6,67	24	5				c	5	cm
FREQUENTE	655,98	0	1	0	115				fmax	24	mm
QUASI PERMANENTE	655,98	0	1	0	115				i	15	cm
			6,67	24	115				i'	0	cm
									fyk	450	N/mm ²



VERIFICHE TENSIONALI		σ_c	σ_s	σ_{cmax}	σ_{smax}
		N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
	RARA	3,77	202,45	22,20	360,00
	QUASI PERMANENTE	3,77		16,65	

VERIFICHE A FESSURAZIONE		Wk	Mf	M	Wklim	
		mm	kNm	kNm		
	QUASI PERMANENTE	0,1860	892,42	749,64	0,2	Ms < M1f
	FREQUENTE	0,1860	892,42	749,64	0,3	Ms < M1f

7.9 SOLETTA SUPERIORE – TAGLIO

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO NTC 14/01/2008

• Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$ mm larghezza	$f_{yk} = 450$ MPa	resist. caratteristica
$h = 1000$ mm altezza	$g_s = 1,15$	coeff. sicurezza
$c = 50$ mm copriferro	$f_{yd} = 391,3$ MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 37$ MPa resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:	
$g_c = 1,50$ coeff. sicurezza	$A_{s1,1} = 6,67 \text{ } \emptyset 24$	$= 30,17 \text{ cm}^2$
$a_{cc} = 0,85$ coeff. riduttivo	$A_{s1,2} = 1 \text{ } \emptyset 0$	$= 0,00 \text{ cm}^2$
$d = 950$ mm altezza utile	$A_{s1,3} = 0 \text{ } \emptyset 0$	$= 0,00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 18,81$ MPa resist. di calcolo		$30,17 \text{ cm}^2$

• Sollecitazioni (compressione<0, trazione>0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = 0,0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 501,53 \text{ kN}$$

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1,459$$

$$n_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad n_{min} = 0,375$$

$$r_1 = A_{s1}/(b_w \times d) < 0,02 \quad r_1 = 0,003 < 0,02$$

$$\sigma_{cp} = N_{ed}/A_c < 0,2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0,00 \text{ MPa} < 0,2 f_{cd}$$

$$(0,18 \times k \times (100 \times r_1 \times f_{ck})^{1/3} / g_c + 0,15 \times s_{cp}) \times b_w \times d = 378,1 \text{ kN}$$

$$(n_{min} + 0,15 \times s_{cp}) \times b_w \times d = 356,4 \text{ kN} \quad V_{Rd} = 378,1 \text{ kN}$$

la sezione NON è verificata in assenza di armature per il taglio

• Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

$$q = 22,0 \text{ } ^\circ \text{ inclinaz. bielle ds} \quad \text{angolo ammissibile}$$

$$a = 90,0 \text{ } ^\circ \text{ inclinaz. staffe}$$

Armatura a taglio (staffatura):

$$A_{sw}/s = \text{staffe } \emptyset 16 \text{ mm con n}^\circ \text{ bracci (trasv)} \quad 2 \text{ passo } 40 \text{ cm} = 0,101 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$V_{Rsd} = 0,90 \times d \times (A_{sw}/s) \times f_{yd} \times (\cot g a + \cot g q) \times s_{ena} \quad V_{Rsd} = 832,5 \text{ kN}$$

$$f'_{cd} = 9,41 \text{ MPa resist. di calcolo ridotta}$$

$$a_c = 1,000 \text{ coeff. maggiorativo}$$

$$V_{Rcd} = 0,90 \times d \times b_w \times a_c \times f'_{cd} \times (\cot g a + \cot g q) / (1 + \cot g^2 a) \quad V_{Rcd} = 2793,0 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) \quad V_{Rd} = 832,5 > 501,5 \text{ kN} \quad \text{c.s.} = 1,66$$

7.10 SOLETTA INFERIORE – TAGLIO

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO NTC 14/01/2008

• Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$ mm larghezza	$f_{yk} = 450$ MPa resist. caratteristica
$h = 1200$ mm altezza	$g_s = 1,15$ coeff. sicurezza
$c = 50$ mm copriferro	$f_{yd} = 391,3$ MPa resist. di calcolo
$f_{ck} = 37$ MPa resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:
$g_c = 1,50$ coeff. sicurezza	$A_{s1,1} = 6,67 \text{ } \emptyset \quad 24 = 30,17 \text{ cm}^2$
$a_{cc} = 0,85$ coeff. riduttivo	$A_{s1,2} = 1 \text{ } \emptyset \quad 0 = 0,00 \text{ cm}^2$
$d = 1150$ mm altezza utile	$A_{s1,3} = 0 \text{ } \emptyset \quad 0 = 0,00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 18,81$ MPa resist. di calcolo	30,17 cm^2

• Sollecitazioni (compressione<0, trazione>0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = 0,0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 747,72 \text{ kN}$$

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1,417$$

$$n_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad n_{min} = 0,359$$

$$r_1 = A_{s1}/(b_w \times d) < 0,02 \quad r_1 = 0,003 < 0,02$$

$$\sigma_{cp} = N_{ed}/A_c < 0,2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0,00 \text{ MPa} < 0,2 f_{cd}$$

$$(0,18 \times k \times (100 \times r_1 \times f_{ck})^{1/3} / g_c + 0,15 \times s_{cp}) \times b_w \times d = 417,2 \text{ kN}$$

$$(n_{min} + 0,15 \times s_{cp}) \times b_w \times d = 413,0 \text{ kN} \quad V_{Rd} = 417,2 \text{ kN}$$

la sezione NON è verificata in assenza di armature per il taglio

• Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

$$q = 22,0 \text{ }^\circ \text{ inclinaz. bielle cls} \quad \text{angolo ammissibile}$$

$$a = 90,0 \text{ }^\circ \text{ inclinaz. staffe}$$

Armatura a taglio (staffatura):

$$A_{sw}/s = \text{staffe } \emptyset \quad 16 \text{ mm con n}^\circ \text{ bracci (trasv)} \quad 2 \text{ passo } 40 \text{ cm} = 0,101 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$V_{Rsd} = 0,90 \times d \times (A_{sw}/s) \times f_{yd} \times (\cot g a + \cot g q) \times s_{ena} \quad V_{Rsd} = 1007,7 \text{ kN}$$

$$f'_{cd} = 9,41 \text{ MPa resist. di calcolo ridotta}$$

$$a_c = 1,000 \text{ coeff. maggiorativo}$$

$$V_{Rcd} = 0,90 \times d \times b_w \times a_c \times f'_{cd} \times (\cot g a + \cot g q) / (1 + \cot g^2 a) \quad V_{Rcd} = 3380,9 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) \quad V_{Rd} = 1007,7 > 747,7 \text{ kN} \quad \text{c.s.} = 1,35$$



7.11 PIEDRITTO – TAGLIO

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO NTC 14/01/2008

• Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$	mm larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 1200$	mm altezza	$g_s = 1,15$		coeff. sicurezza
$c = 50$	mm copriferro	$f_{yd} = 391,3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 37$	MPa resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$g_c = 1,50$	coeff. sicurezza	$A_{s1,1} = 6,67$	Ø 24	= 30,17 cm ²
$a_{cc} = 0,85$	coeff. riduttivo	$A_{s1,2} = 1$	Ø 0	= 0,00 cm ²
$d = 1150$	mm altezza utile	$A_{s1,3} = 0$	Ø 0	= 0,00 cm ²
$f_{cd} = 18,81$	MPa resist. di calcolo			30,17 cm ²

• Sollecitazioni (compressione < 0, trazione > 0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = 0,0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 453,60 \text{ kN}$$

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1,417$$

$$n_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad n_{min} = 0,359$$

$$r_1 = A_{s1}/(b_w \times d) < 0,02 \quad r_1 = 0,003 < 0,02$$

$$\sigma_{cp} = N_{ed}/A_c < 0,2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0,00 \text{ MPa} < 0,2 f_{cd}$$

$$(0,18 \times k \times (100 \times r_1 \times f_{ck})^{1/3} / g_c + 0,15 \times s_{cp}) \times b_w \times d = 417,2 \text{ kN}$$

$$(n_{min} + 0,15 \times s_{cp}) \times b_w \times d = 413,0 \text{ kN} \quad V_{Rd} = 417,2 \text{ kN}$$

la sezione NON è verificata in assenza di armature per il taglio

• Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

$$q = 22,0^\circ \text{ inclinaz. bielle cls} \quad \text{angolo ammissibile}$$

$$a = 90,0^\circ \text{ inclinaz. staffe}$$

Armatura a taglio (staffatura):

$$A_{s,w}/s = \text{staffe } \varnothing 16 \text{ mm con } n^\circ \text{ bracci (trasv)} \quad 2 \text{ passo } 40 \text{ cm} = 0,101 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$V_{Rsd} = 0,90 \times d \times (A_{s,w}/s) \times f_{yd} \times (\cotga + \cotgq) \times s_{ena} \quad V_{Rsd} = 1007,7 \text{ kN}$$

$$f'_{cd} = 9,41 \text{ MPa resist. di calcolo ridotta}$$

$$a_c = 1,000 \text{ coeff. maggiorativo}$$

$$V_{Rcd} = 0,90 \times d \times b_w \times a_c \times f'_{cd} \times (\cotga + \cotgq) / (1 + \cotg^2 a) \quad V_{Rcd} = 3380,9 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) \quad V_{Rd} = 1007,7 > 453,6 \text{ kN} \quad \text{c.s.} = 2,22$$

la sezione armata a taglio risulta verificata.