

PROGETTO DEFINITIVO

INTERVENTI DI SISTEMAZIONE IDRAULICA RETE IDROGRAFICA
MINORE NEI COMUNI DI MUZZANA DEL TURGNANO
PALAZZOLO DELLO STELLA E POCENIA

1.6 RELAZIONE GEOTECNICA E CALCOLI PRELIMINARI DELLE STRUTTURE

517

Progettazione a cura del
Raggruppamento Temporaneo
di Professionisti:

D'Orlando Engineering S.r.l.
di Udine (mandatario)

dr. Geologo Mocchiutti Andrea
di Udine (mandante)

dr.ing. Luca de Cillia
di Remanzacco UD (mandante)

I PROGETTISTI
D' ORLANDO ENGINEERING s.r.l.

Ing. Gianpaolo Guarani
ORDINE INGEGNERI PROV. DI UDINE - POS. N° 1176 - UDINE



Ing. Christian Gelagi
ORDINE INGEGNERI PROV. DI UDINE - POS. N° 2313 - UDINE



REV.N°	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO
3	-	-	-	-	-
2	-	-	-	-	-
1	-	03-11-2017	CG	CG	GG

1. RELAZIONE GEOTECNICA

La presente relazione si riferisce al progetto finanziato dalla Direzione Centrale Ambiente ed energia - Area tutela geologico-idrico-ambientale, *per Interventi di sistemazione idraulica della rete idrografica minore nei Comuni di Muzzana del Turignano, Palazzolo dello Stella e Pocenia.*

L'area di indagine fa parte geograficamente della Bassa Pianura Friulana. L'assetto morfologico dell'area è pianeggiante leggermente degradante verso Sud con pendenza media inferiore a 1%.

L'area in cui si inseriranno le opere si trova tra i comuni di Muzzana del Turignano, Palazzolo dello Stella e Pocenia. La quota media del piano campagna è compresa tra 4 e 5 m.s.l.m.

Il sito in oggetto viene compreso nella categoria C sulla base di una indagine sismica con tecnica MASW realizzata più a nord dell'area di interesse.

La successione degli strati di terreno è stata così schematizzata:

TERRENO DI RIPORTO E TERRENO RIMANEGGIATO spessore 80 centimetri

Peso di volume (kN/mc) 16,00 - 16,50

Angolo di attrito interno (gradi sess,) 30° - 31°

Coesione (kN/mq) 0

Permeabilità(cm/s) 10^{-3} - 10^{-4}

SABBIA LIMOSA fino a profondità di 1.2 metri dal p.c.

Peso di volume (kN/mc) 17,50 - 18,00

Angolo di attrito interno (gradi sess,) 29° - 30°

Coesione (kN/mq) 0

Permeabilità(cm/s) 10^{-4} - 10^{-5}

LIMO ARGILLOSO SABBIOSO fino a profondità di 2,6 metri dal p.c.

Peso di volume (kN/mc) 18,00 - 18,50

Angolo di attrito interno (gradi sess,) 10° - 12°

Coesione (kN/mq) 25 - 30

Permeabilità(cm/s) 10^{-4} - 10^{-6}

LIMO ARGILLOSO fino a profondità di 7,0 metri dal p.c.

Peso di volume (kN/mc) 17,50 - 18,00

Angolo di attrito interno (gradi sess,) 5° - 10°

Coesione (kN/mq) 15 - 20

Permeabilità(cm/s) 10^{-5} - 10^{-6}

SABBIA fino a profondità di 8,8 metri dal p.c.

Peso di volume (kN/mc) 18,00 - 18,50

Angolo di attrito interno (gradi sess,) 30° - 31°

Coesione (kN/mq) 0

Permeabilità(cm/s) 10^{-3} - 10^{-4}

LIMO ARGILLOSO, SABBIA ARGILLOSA E ARGILLA LIMOSA fino a profondità di 12 metri dal p.c.

Peso di volume (kN/mc) 17,50 - 18,00
Angolo di attrito interno (gradi sess,) 8 - 12°
Coesione (kN/mq) 20 - 25
Permeabilità(cm/s) 10^{-3} - 10^{-4}

SABBIA fino a profondità di 13,6 metri dal p.c.
Peso di volume (kN/mc) 18,00 - 18,50
Angolo di attrito interno (gradi sess,) 30° - 31°
Coesione (kN/mq) 0
Permeabilità(cm/s) 10^{-3} - 10^{-4}

LIMO ARGILLOSO fino a profondità di 15 metri dal p.c.
Peso di volume (kN/mc) 17,50 - 18,00
Angolo di attrito interno (gradi sess,) 8 - 12°
Coesione (kN/mq) 20 - 25
Permeabilità(cm/s) 10^{-3} - 10^{-4}

SABBIA fino a profondità di 15,4 metri dal p.c.
Peso di volume (kN/mc) 18,00 - 18,50
Angolo di attrito interno (gradi sess,) 30° - 31°
Coesione (kN/mq) 0
Permeabilità(cm/s) 10^{-3} - 10^{-4}

Tutti e tre i comuni interessati dal progetto, ovvero Palazzolo dello Stella, Muzzana del Turgnano e Pocenìa, ricadono in zona sismica 3;

Per quanto concerne la falda, sul sito è presente una falda freatica superficiale alimentata dalle acque meteoriche e di infiltrazione. Tale falda è presente entro i primi due metri dal piano campagna. In profondità sono presenti falde artesiane confinate;

Le prove penetrometriche statiche hanno individuato alternanze di depositi prevalentemente sabbiosi con depositi prevalentemente argillosi;

L'elemento scatolare per l'attraversamento della S14 potrà essere realizzato previa infissione di una palancolata, in modo da permettere di sostenere le pareti di scavo ed abbassare il livello di falda. La falda potrà essere abbassata mediante aggettamento dello scavo, o in alternativa mediante impianto Wellpoint.

2. CALCOLI PRELIMINARI DELLE STRUTTURE

La relazione ha per oggetto il calcolo e la verifica di un tubo rettangolare prefabbricato in calcestruzzo armato, prodotto da Zafa S.p.a. di Remanzacco (UD). La forma è quella di un parallelepipedo avente le seguenti dimensioni utili interne in centimetri:

Base	200
Altezza	150
Lunghezza	200
Spessore	18

La posa è prevista sotto strada di 1^a categoria e il manufatto è sottoposto all'azione di carichi mobili (mezzo convenzionale da 600 kN a due assi per ponti di 1^a categoria), con ricoprimento di terreno compreso tra:

$$10 \leq H \leq 375 \text{ cm.}$$

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio

Il Peso di ciascuna asta del telaio viene calcolato automaticamente dal codice di calcolo in base alle caratteristiche della sezione e del materiale utilizzato:

$w = \gamma_c \cdot s \cdot 1 \text{ (kN/m)} = 25 \cdot 0.18 \cdot 1 = 4.50 \text{ kN/m}$; essendo s lo spessore della sezione considerata in metri.

Peso del rinterro

Sulla soletta superiore del manufatto agisce il Peso del terreno sovrastante:

$$p_{t,v,H} = \gamma_t \cdot H \cdot 1 \text{ (kN/m)} \Rightarrow p_{t,v,10} = 19 \cdot 0.1 = 1.9 \text{ kN/m}$$

→ per $H = 10 \text{ cm}$;

$$p_{t,v,H} = \gamma_t \cdot H \cdot 1 \text{ (kN/m)} \Rightarrow p_{t,v,375} = (19 \cdot 0.1 + 18 \cdot 3.7) = 67.6 \text{ kN/m}$$

→ per $H = 375$;

- Peso manto stradale $\Rightarrow 19 \text{ kN/m}^3$.

Spinta del terreno

Sulle pareti laterali del manufatto, la spinta orizzontale del terreno varia con la profondità y secondo la formula:

$$s_{t,o,y} = K_0 \cdot \gamma_t \cdot y \cdot 1 \text{ (kN/m)} = 18 \cdot 0.5 = 9 \cdot y \text{ kN/m};$$

essendo: $K_0 = (1 - \sin \phi) = 0.5$ coefficiente di spinta a riposo.

Sovraccarico mobile

Per le azioni variabili da traffico si è assunto lo schema di carico 1 (verifiche globali) applicato con asse della condotta ortogonale o parallelo all'asse della strada, relativo a un mezzo convenzionale a due assi da 600 kN.

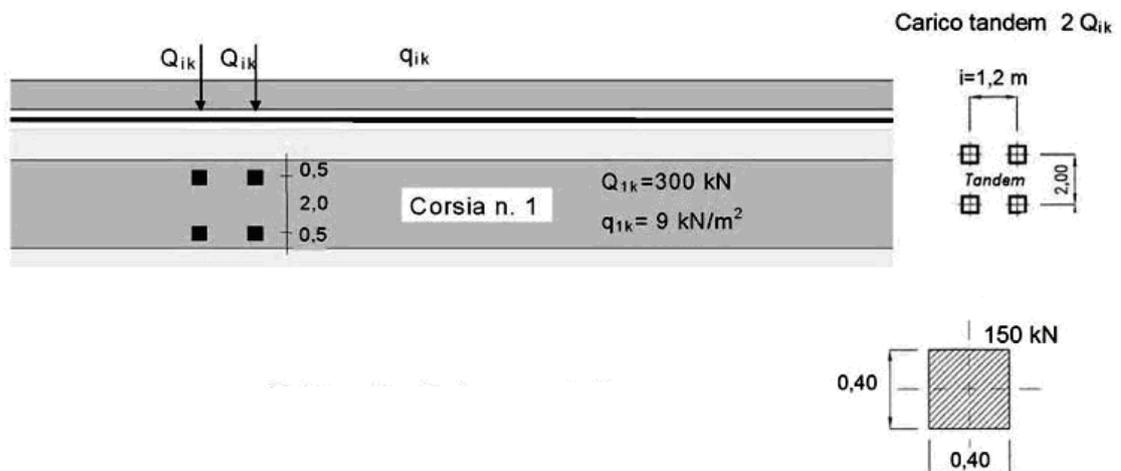


Figura 1 - Schema di carico 1 come da D.M. 14/01/2008 § 5.1.4.3 (dimensioni in metri)

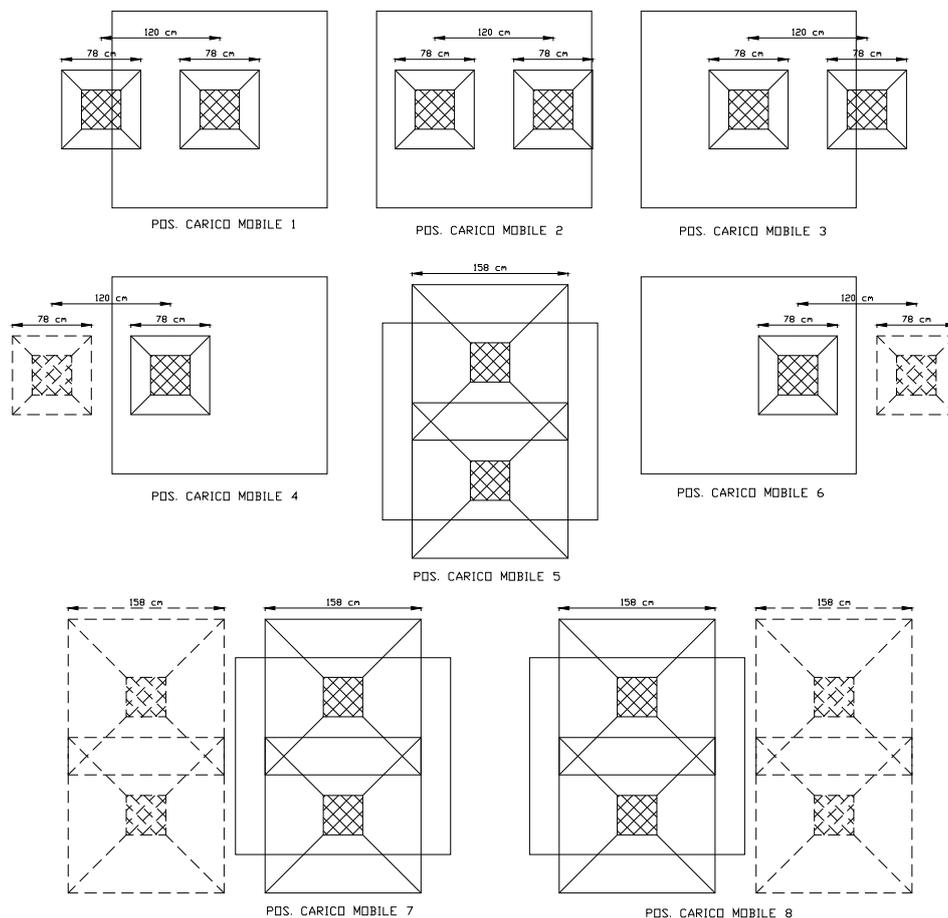
Ciascun elemento prefabbricato si può considerare staticamente indipendente rispetto agli elementi adiacenti. L'impronta di carico da 150 kN si diffonde nel terreno con un Angolo di 45° rispetto all'asse verticale, e si distribuisce fino alla linea media della soletta di copertura su aree di diversa estensione in funzione della profondità considerata

nonché dello spessore del manufatto in oggetto. Si considerano le posizioni del carico mobile indicate in Figura 3.

Chiamato $Q_{s,v,h}$ il carico verticale alla profondità h indotto dalla singola impronta, si ha:

$Q_{v,10} = 150 \text{ kN} / (0.78 \cdot 0.78) = 246.5 \text{ kN/m}^2 \rightarrow$ nel modello di calcolo si considerano 4 forze concentrate applicate ai nodi, corrispondenti ad una distribuzione su un'area di $0.78 \cdot 0.78 \text{ m}^2$ ($F_z = 150 \text{ kN}/4 = 37.5 \text{ kN}$).

$Q_{v,375} = (4 \cdot 150 \text{ kN}) / (8.08 \cdot 8.08) = 9.19 \text{ kN/m}^2 \rightarrow$ data l'entità del rinterro si hanno condizioni tali da determinare una completa o parziale sovrapposizione delle 4 impronte di carico mobile agenti sul piano stradale.



Si considera infine il contributo del carico uniformemente distribuito: $q_{i,k} = 9 \text{ kN/m}^2$.

Nel caso di condotta con asse parallelo a quello della strada (con corsia soprastante la soletta - posizione di carico mobile 6), il minimo ricoprimento atto al soddisfacimento delle verifiche risulta pari a:

$$H_{\text{MIN,PAR}} = 50 \text{ cm.}$$

Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione

Le azioni longitudinali di frenamento o di accelerazione sono trascurate. si assume quanto riportato nell'APPENDICE A.4 della norma armonizzata UNI EN 14844-2009 "Prodotti prefabbricati di calcestruzzo - Elementi scatolari" dove è riportato: "Si può considerare che ogni carico orizzontale dovuto al traffico di superficie può senza pericolo essere assorbito dalla massicciata stradale o altre superfici, senza che abbia effetto sugli elementi scatolari".

Incremento della spinta laterale per sovraccarico mobile

Il sovraccarico mobile dà luogo ad una spinta orizzontale sulle pareti laterali costante e dipendente dallo spessore del rinterro. La spinta viene calcolata ad una profondità media pari a metà altezza del tubo, e considerata uniformemente distribuita su tutta l'altezza:

- per $H = 10 \text{ cm}$ si considera la spinta agente sulla parete con differenti posizioni del sovraccarico mobile. La profondità di calcolo è in questo caso pari ad $H^* = 103 \text{ cm}$:

$$s_{q,o,h} = K_0 \cdot q_{v,H^*} \text{ (kN/m)} \Rightarrow s_{q,o,103} = 0.5 \cdot 24.8 = 12.39 \text{ kN/m}^2;$$

$$\text{dove: } q_{v,H^*} = 150 / (0.4 + 2 \cdot 1.03)^2 = 24.8 \text{ kN/m}^2;$$

- cm si considera la spinta agente su entrambe le pareti. La profondità di calcolo è in questo caso pari ad $H^* = 468 \text{ cm}$ con la sovrapposizione di tutte le impronte di carico:

$$s_{q,o,h} = K_0 \cdot q_{v,H^*} \text{ (kN/m)} \Rightarrow s_{q,o,468} = 0.5 \cdot 6.30 = 3.15 \text{ kN/m}^2;$$

$$\text{dove: } q_{v,H^*} = (4 \cdot 150) / (0.4 + 2 \cdot 4.68)^2 = 6.3 \text{ kN/m}^2;$$

Si considera infine la spinta dovuta al carico uniformemente distribuito:

$$s_{q,i,k} = K_0 \cdot q_{i,k} \text{ (kN/m)} = 0.5 \cdot 9 = 4.5 \text{ kN/m}^2.$$

Peso e spinta dell'acqua interna

In presenza di un battente interno d'acqua al livello dell'intradosso della soletta superiore si ha una spinta idrostatica costante gravante sulla soletta inferiore e una variabile sulle pareti laterali interne.

$$q_{H20,inf} = \gamma_{H20} \cdot h_{H20,int} = 10 \cdot 1.50 = 15.00 \text{ kN/m}^2;$$

la spinta orizzontale dell'acqua varia con l'altezza y secondo la relazione:

$$q_{H20, parete} = \gamma_{H20} \cdot h = 10 \cdot y \text{ (kN/m)}.$$

Analisi sismica

Le azioni sismiche sono calcolate in accordo con il D.M. 14.01.08 - § 7.11.6.2.1 riguardante il progetto sismico di opere di sostegno dei terreni. Si considera il cuneo di terreno, ipotizzato in condizioni di "riposo", che insiste sull'altezza dello scatolare corretto in base ai coefficienti di amplificazione. Le pressioni sismiche esercitate dal terreno sulle pareti (in aggiunta a quelle statiche) sono calcolate sulla base del coefficiente sismico orizzontale k_h . Il diagramma di tali pressioni è considerato uniforme e di intensità costante pari a:

$$q = k_h \cdot \gamma_t \cdot H;$$

essendo:

- $k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} = \beta_m \cdot \frac{S_T \cdot S_S \cdot a_g}{g} = 0.4725$ il coefficiente sismico orizzontale;
- $a_g/g = 0.45$ relativamente alla combinazione SLV con riferimento ai valori più elevati di accelerazione al suolo riscontrabili in Italia (zona tra Gemona del Friuli e Idria, Sicilia Orientale) ipotizzando una classe d'uso IV e una vita utile pari a 100 anni;
- $S_S = 1.05$ effetto d'amplificazione stratigrafica (suolo di tipo C) riferito ai contesti geografici anzidetti;
- $S_T = 1$ effetto d'amplificazione topografica (D.M. 14.01.08 tab. 3.2.VI);

- $\beta_m = 1$ poiché il manufatto è una struttura scatolare interrata non in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno (D.M. 14.01.08 § 7.11.6.2.1);
- $\gamma_t = 18 \text{ kN/m}^3$ Peso specifico del terreno;
- $H = 1.68 \text{ m}$ l'altezza utile dello scatolare.

Tali pressioni sono assunte agenti nella stessa direzione rispettivamente per sisma +X (SISMA SX) e -X (SISMA DX) per entrambe le pareti:

$$q = k_h \cdot \gamma_t \cdot h = 0.4725 \cdot 18 \cdot 1.68 = 14.3 \text{ kN/m}^2.$$

Coefficienti d'amplificazione dei carichi

I coefficienti amplificativi utilizzano le combinazioni da ponti di 1^a categoria e sono riassunti in Tabella 3:

Stato limite di resistenza della struttura (Combinazioni A1 STR come da DM 14/01/2008 Tab 5.1.V)	
Permanenti strutturali	1.35
Permanenti non strutturali (Terreno)	1.50
Variabili da traffico	1.35
Variabili (Acqua interna)	1 (Favorevole)
Azioni Sismiche (DM 14/01/2008 3.2.4)	
Combinazione di carico	$F = G1+G2+E+ \Psi_2 Q$
Ψ_2	0.2
Stato Limite Pressione sul Terreno (Combinazioni GEO come da DM 14/01/2008 Tab 5.1.V)	
Permanenti strutturali (Terreno, Peso Proprio)	1.00
Variabili da traffico (Q, Distribuiti)	1.15
Variabili (Acqua interna)	1.3
Stati Limite di Esercizio (DM 14/01/2008 par. 2.5.3 con i coefficienti in Tab 5.1.VI)	

Tabella 1 - Coefficienti d'amplificazione dei carichi come da D.M. 14/01/2008 § 5.1.3.12, Tab. 5.1.V

essendo:

G1 Peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

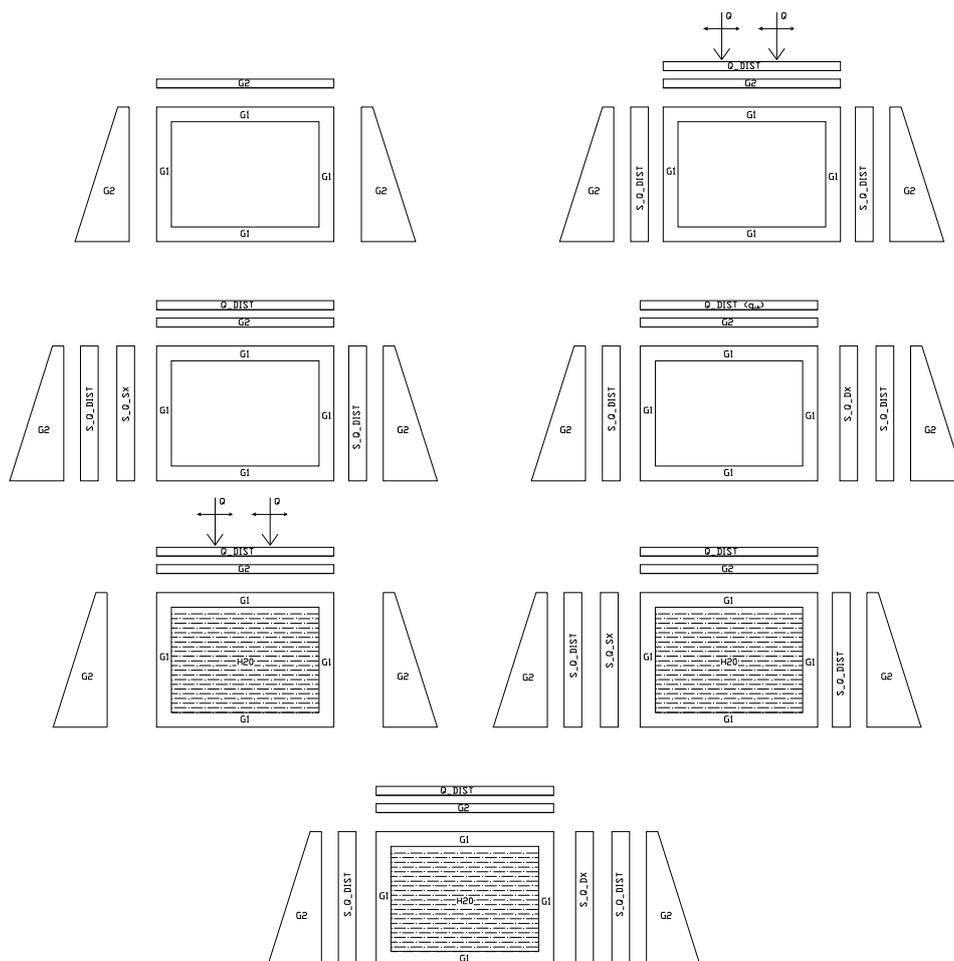
G2 Peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (terreno);

Q il carico accidentale dovuto al traffico.

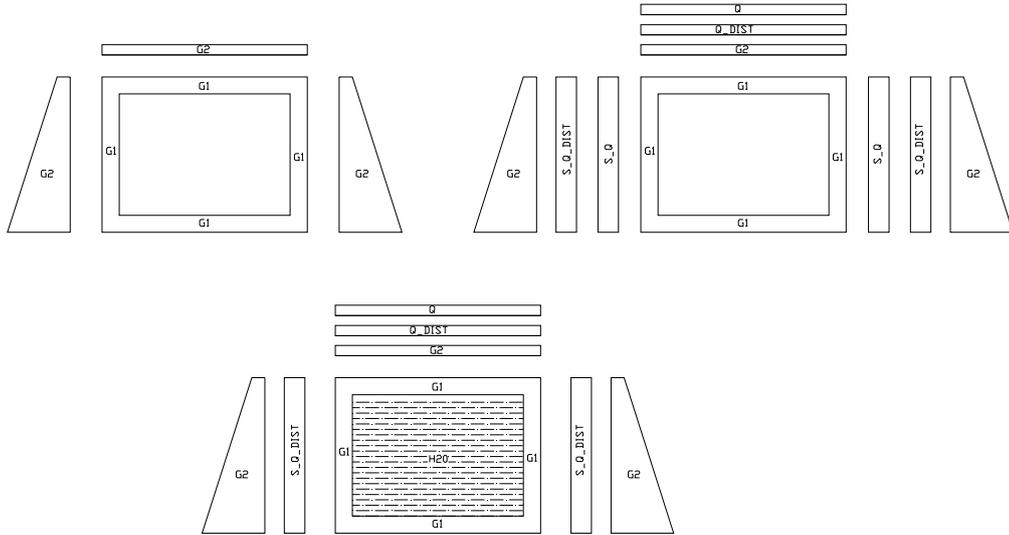
COMBINAZIONI DI CARICO

Di seguito si fornisce una rappresentazione delle combinazioni di carico a scopo qualitativo distinguendo in base al rinterro e alla presenza del battente d'acqua interno. Le frecce orizzontali indicate sulle impronte del carico mobile indicano la possibile presenza di diverse disposizioni di quest'ultimo come già evidenziato in Figura 3. Le condizioni elementari di carico indicate devono essere amplificate secondo i coefficienti previsti da normativa e riportati in Tabella 3.

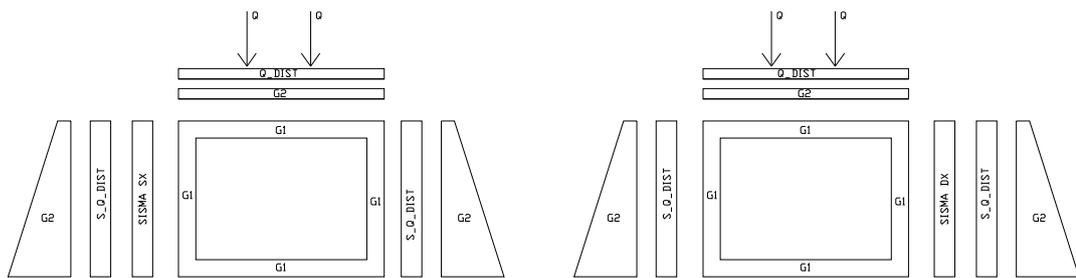
Combinazioni SLU con rinterro minore



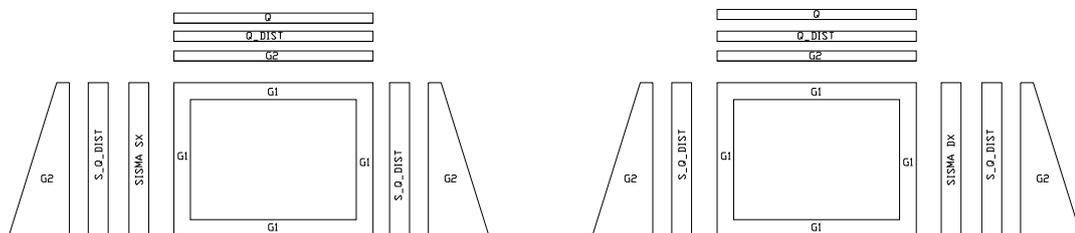
Combinazioni agli slu con rinterro maggiore



Combinazioni sismiche con rinterro minore



Combinazioni sismiche con rinterro maggiore



LEGENDA

G1 = Peso proprio;

G2 = carichi permanenti non strutturali (terreno);

Q_DIST = carico distribuito da traffico;

Q = impronta di carico mobile;

S_Q_DIST = spinta dovuta al carico distribuito da traffico;

S_Q_SX = spinta in parete sinistra dovuta alle impronte del carico mobile;

S_Q_DX = spinta in parete destra dovuta alle impronte del carico mobile;

$H2O$ = battente d'acqua interno;

$SISMA_SX$ = carico distribuito uniforme sulla parete sinistra dovuto all'azione sismica;

$SISMA_DX$ = carico distribuito uniforme sulla parete destra dovuto all'azione sismica.

VERIFICHE PER LA PROGETTAZIONE DI ELEMENTI SCATOLARI

Si riportano in seguito:

- A. *La verifica a taglio delle solette;*
- B. *La verifica delle armature delle facce interne di parete;*
- C. *La verifica di deformazione della soletta superiore;*
- D. *La verifica a punzonamento;*
- E. *La verifica del terminale.*

Verifica a taglio delle solette

A1) Soletta superiore

Si considera uno schema semplificato di trave in doppio appoggio soggetta a un carico distribuito e due impronte di carico simmetriche da mezzi di 1^a categoria. Lo scatolare presenta una luce effettiva $l = 2.18$ m.

Allo SLU si considerano i seguenti carichi distribuiti amplificati con i coefficienti indicati in Tabella 3:

$1.35 \cdot 4.50 \text{ kN/m}^3$	→ Peso proprio	= 6.08 kN/m
$1.35 \cdot 9 \text{ kN/m}^2$	→ carico distribuito da traffico	= 12.2 kN/m
$1.5 \cdot 1.9 \text{ kN/m}^3$	→ Peso ricoprimento 10 cm	= <u>2.85 kN/m</u>
TOT.		≅ 21.1 kN/m.

Totale carichi distribuiti (considerando la lunghezza del manufatto) → $p = 21.1 \cdot 2 = 42.3 \text{ kN/m}$.

Considerando due impronte di carico da 150 kN diffuse su un'area di lato $c = 0.78$ m si ha:

Carico distribuito su impronta → $P = 1.35 \cdot 150 / 0.78 = 259.6 \text{ kN /m}$.

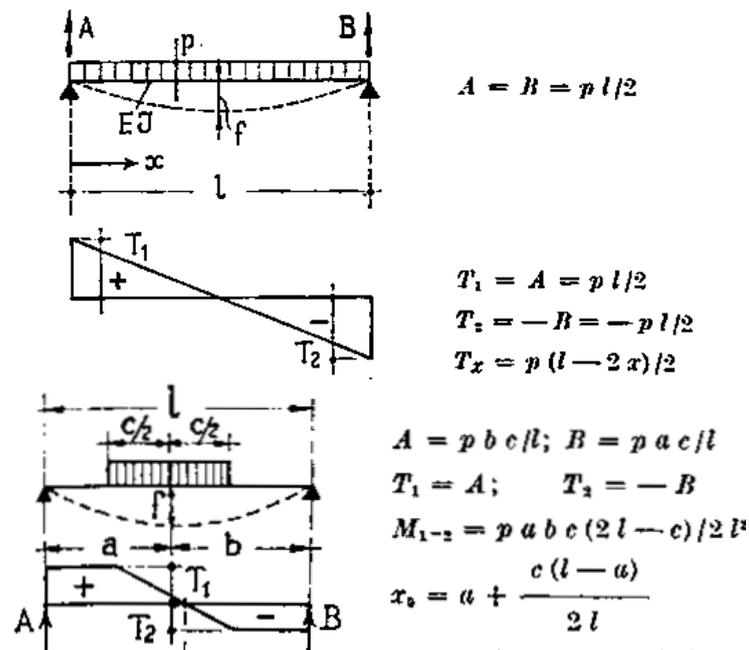


Figura 2 - Sollecitazioni taglianti per trave in doppio appoggio con carico distribuito sulla luce (sinistra) e parzializzato (destra)

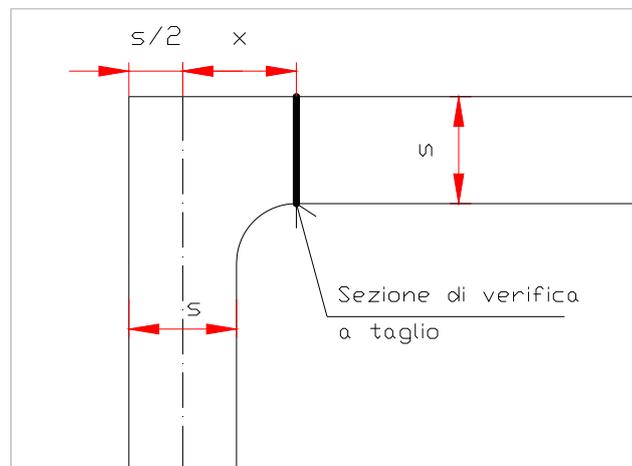


Figura 3 - Sezione di verifica a taglio

Sovrapponendo gli effetti di un carico distribuito uniforme e delle impronte di carico mobile da 150 kN, in aderenza allo schema riportato in Figura 4, si considera la sezione di verifica a $x = 0.190$ m dall'asse della parete sinistra, dove lo spessore dello scatolare è quello minimo nominale (Figura 5):

$$V_{Ed} = p \cdot (l/2 - x) + P/l \cdot (c \cdot b_1 + c \cdot b_2) = 37.9 + 148.6 + 37.2 = 223.7 \text{ kN};$$

essendo:

$b_1 = 1.6$ m distanza tra B e l'asse della prima impronta di carico mobile;

$b_2 = 0.4$ m distanza tra B e l'asse della seconda impronta di carico mobile;

La resistenza al taglio dell'elemento sprovvisto di armatura specifica resistente al taglio, trascurando lo sforzo normale a vantaggio di sicurezza, secondo la formula del T.U. al punto 4.1.2.1.3.1, è data da:

$$V_{Rd} = 0.18 \cdot \left\{ \frac{k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq v_{\min} \cdot b_w \cdot d ;$$

essendo:

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.638 \text{ MPa}$$

$$k = \min (1 + (200/d)^{1/2}; 2) = 2.00$$

$$f_{ck} = 41.5 \text{ MPa}$$

$$d = 150 \text{ mm}$$

$$\rho_1 = A_{s1} / (b_w d) = 0.0049$$

$$A_{s1} = 1475 \text{ mm}^2$$

$$b_w = 2000 \text{ mm}$$

- tensione resistente minima del cls;

- termine legato all'effetto ingranamento;

- resistenza cilindrica caratteristica del cls;

- altezza utile della sezione;

- rapporto geometrico di armatura longitudinale;

- area armatura longitudinale (22 ϕ 7 + 8 ϕ 10);

- larghezza della sezione (striscia di calcolo considerata).

$$V_{Rd} = 210.8 \text{ kN} < V_{Ed} = 223.7 \text{ kN}.$$

La sezione non è verificata senza armatura specifica.

Considerando ora il contributo dei ferri piegati a 45° e con riferimento all'armatura aggiuntiva, la resistenza di calcolo a "taglio" trazione si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha ;$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) .$$

La resistenza al taglio della soletta è la minore delle due anzidette:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd}) .$$

Dove d , b_w e σ_{cp} hanno i valori sopra calcolati.

Inoltre si è posto:

$\alpha = 45^\circ$	- Angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
$\theta = 21.6^\circ$	- inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave;
$f'_{cd} = 0.5 f_{cd} = 12.6 \text{ MPa}$	- resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima;
$f_{yd} = 391.3 \text{ MPa}$	- tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio;
$\alpha_c = 1$	- coefficiente maggiorativo funzione del grado di compressione della membratura;
$A_{sw} = 679 \text{ mm}^2$	- area dell'armatura trasversale resistente a taglio ($4 \phi 10$);
$s = 200 \text{ mm}$	- passo delle barre inclinate (distanza di riduzione del taglio).

Il valore minimo è quello di resistenza a “taglio trazione”:

$$\Rightarrow V_{Rd} (= V_{Rsd}) = 231.2 \text{ kN} > 223.7 \text{ kN.}$$

A2) Soletta inferiore

Si considera uno schema semplificato di trave su suolo elastico alla Winkler (coefficiente 3 daN/cm^3) soggetta a due carichi concentrati identici alle estremità amplificati con i coefficienti previsti per normativa da ponte (come da D.M. 14/01/2008). Si trascura, a vantaggio di sicurezza, il momento di trasporto dalle pareti.

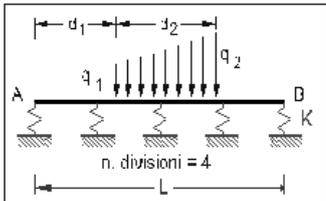
$(1.35 \cdot 9) \cdot 4.36 = 53.0 \text{ kN}$	→ carico distribuito da traffico;
$(1.5 \cdot 1.9) \cdot 4.36 = 12.4 \text{ kN}$	→ Peso ricoprimento 10 cm (binder);
$1.35 \cdot 300 = 405.0 \text{ kN}$	→ doppia impronta di carico mobile;
<u>$1.35 \cdot 50 = 68.0 \text{ kN}$</u>	→ Peso proprio al netto della soletta inferiore;

TOT. = 538.4 kN.

Carichi concentrati d'estremità $F = 538.4 / 2 = 269 \text{ kN}$.

La sollecitazione tagliante $|V_{Ed}| = |-190.6| \text{ kN}$ è inferiore rispetto alla soletta superiore pertanto, essendo l'armatura speculare a quella prevista in soletta superiore, compresi i ferri aggiuntivi, la verifica è soddisfatta.

Titolo : Soletta Inferiore 200x150



Vincoli
 App. - App.
 Inc. - Inc.
 Inc. - App.
 Mensola
 Fondazione

N° Carichi CONCENTRATI 2 Zoom

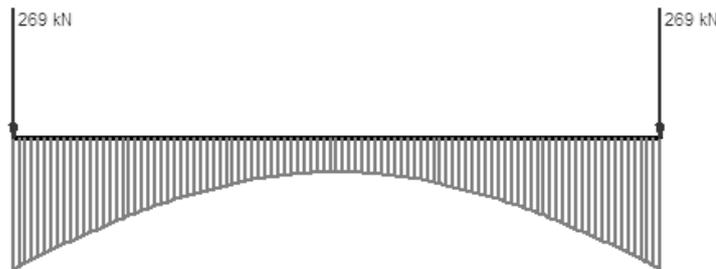
N°	F	d
1	269	0
2	269	2.18

Fondazione
 Rigida
 Winkler
 K = 3 daN/cm³
 b = 2 m
 n = 100
 Reag. traz.
 Iterazione 1

Luca 2.18 m J 28.125 cm⁴ Sezione
 E 35,000 MPa Distanze parziali

Risultati d'azione

x	M(x)	V(x)	f(x)	G(x)
0.19	-43.17	-190.6	0.006223	0.1867



Verifica armature delle facce interne di parete

Si fa riferimento all'Appendice A.2 della Norma UNI EN 14844, inerente l'armatura minima prevista in parete per la progettazione degli elementi scatolari. Allo SLU essa dovrebbe essere in grado di resistere a un momento flettente pari a:

$$M_0 = 0.8 \cdot H_e^3 \text{ kNm/m};$$

essendo H_e la luce effettiva della parete in metri.

Quest'ultima corrisponde ad un momento minimo sulle pareti dello scatolare pari a:

$$M_0 = 0.8 \cdot 1.68^3 = 3.8 \text{ kNm/m} < M_{lim} = 43.35 \text{ kNm/m};$$

dove M_{lim} è il momento limite ottenuto dall'analisi agli elementi finiti considerando una sezione di lunghezza pari a un metro.

Verifica di deformazione della soletta superiore

Si fa riferimento all'Appendice A.5 della Norma UNI EN 14844, riguardante la deformazione dovuta a carichi accidentali qualora la profondità del rinterro risulti minore del minimo raccomandato pari a 200 mm.

La verifica a deformazione richiesta in mezzeria si valuta con al seguente formula:

$$f_0 < f_{lim} = 20 \cdot M \cdot W_e^2 / (L \cdot t_r^3);$$

essendo:

f_0 = la deformazione effettiva della sezione di mezzeria;

f_{lim} = la deformazione limite della sezione di mezzeria;

M = momento massimo sulla luce libera in condizioni d'esercizio frequenti e dovuto solo a carico accidentale di superficie;

W_e = luce effettiva della soletta;

L = lunghezza dell'elemento;

t_r = spessore della soletta.

Dalla relazione anzidetta si ottiene, nelle condizioni più gravose di carico accidentale:

$$f_0 = 0.60 \text{ mm} < f_{lim} = 6.7 \text{ mm}.$$

Verifica a punzonamento

La verifica locale a punzonamento secondo il D.M. 14/01/2008 al punto 5.1.3.3.6 è valutata considerando un carico da 200 kN distribuito su un'impronta rettangolare con larghezza 60 cm e altezza 35 cm (schema di carico 2 previsto dal D.M. 14/01/2008 al punto 5.1.3.3.3) e una diffusione con un'angolazione pari a 45° fino al piano medio della struttura della soletta sottostante come da Figura 6. Si ha:

$$F_d = 0.5 \cdot u \cdot h \cdot f_{ctd} \geq Q_{i,k};$$

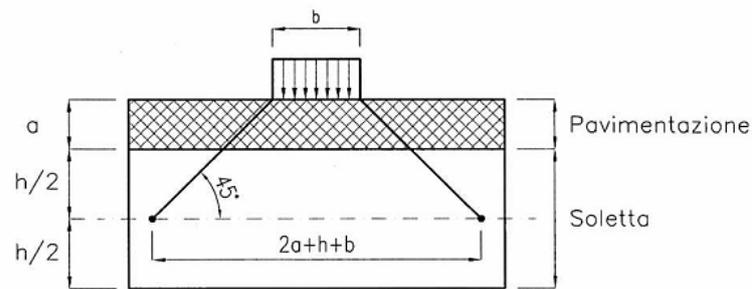


Figura 4 - Diffusione dei carichi concentrati nella soletta superiore

essendo:

F_d = il valore limite della forza resistente al punzonamento in Newton;

d = l'altezza utile della soletta nella sezione di verifica;

f_{ctd} = resistenza a trazione del calcestruzzo: $f_{ctd} = \frac{0.7 \cdot 0.27 \cdot R_{ck,cls}^{\frac{2}{3}}}{1.4} = 1.83$

MPa;

$Q_{i,k} = 200000 \text{ N} \cdot 1.35 = 270000 \text{ N}$ valore amplificato allo SLU della singola impronta di carico;

u = perimetro di punzonamento sul piano medio della soletta.

Dalla relazione anzidetta si ottiene: $F_d = 0.5 \cdot 3420 \cdot 150 \cdot 1.83 = 469967 \text{ N} > Q_{i,k} = 270000 \text{ N}$.

E) VERIFICA DEL TERMINALE CON CARICO MOBILE

Il giunto è stato schematizzato (Figura 7) come una mensola larga $b = 100 \text{ cm}$ e alta $h = 10.5 \text{ cm}$ e di lunghezza $l = 12 \text{ cm}$.

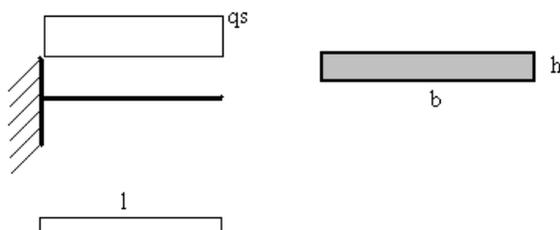


Figura 5 - Schema statico giunto

Si ipotizza una singola impronta di carico Q_{ik} da 200 kN (schema di carico 2 - verifiche locali come da D.M. 14/01/2008) agente su un'area di lato pari a 80 x 105 cm in corrispondenza del giunto. Considerandola agente su tutta la larghezza b si ha un carico distribuito dovuto all'impronta pari a:

$$q_a = 200 / 0.8 = 250 \text{ kN/m};$$

- per una combinazione agli SLU ($\gamma_Q = 1.35$) $\Rightarrow q_{as} = 1.35 \cdot q_a = 337.5$ kN/m.

Si considera inoltre il Peso del rinterro per $H = 10$ cm:

$$q_r = 1.9 \text{ kN/m};$$

- per una combinazione agli SLU ($\gamma_G = 1.5$) $\Rightarrow q_{rs} = 1.5 \cdot q_r = 2.9$ kN/m.

Il carico complessivo è:

$$q_s = q_{rs} + q_{as} \cong 340 \text{ kN/m}.$$

Ai fini della verifica si considera la sezione non armata. Si ha pertanto:

$$|M_{Ed}| = | - 340 \cdot 0.12^2 / 2 | = | -2.7 | \text{ kNm} < |M_{Rd}| = 7.9 \text{ kNm};$$

$$V_{Ed} = | 340 \cdot 0.12 | = 44.7 \text{ kN} < V_{Rd} = v_{min} \cdot b \cdot h = 67.0 \text{ kN}.$$