



COMMISSARIO DELEGATO

per i Primi Interventi Urgenti di Protezione Civile in Conseguenza della Contaminazione da sostanze perfluoro-alchiliche (PFAS)

DCM del 21.03.2018 / OCDPC n. 519 del 28.05.2018



MODELLO STRUTTURALE DEGLI ACQUEDOTTI DEL VENETO (MO.S.A.V.)

INTERVENTI FINALIZZATI ALLA SOSTITUZIONE DELLE FONTI IDROPOTABILI CONTAMINATE DA SOSTANZE PERFLUORO-ALCHILICHE (PFAS)

ESTENSIONE DELLO SCHEMA NELL'AREA MONSELICENSE - ESTENSE - MONTAGNANESE

PROGETTO DEFINITIVO

<p>PROGETTISTI</p>	<p>Progettista responsabile integrazioni prestazioni specialistiche Ing. Luca Fresia</p> 	<p>Geologia Dott.geol Fabrizio Grosso</p> 
<p>CAPOGRUPPO MANDATARIA:</p>  <p>MANDANTI:</p>   <p>Arch. Iunior Doris Castello</p>	<p>Coordinatore sicurezza in fase di progettazione Ing. Andrea Fochesato</p>  <p>ANDREA FOCHESATO Ingegnere Iscr. Ordine Ingegneri Padova n. 3265</p>	<p>Progettista responsabile elaborato Ing. Giampiero Venturini</p> 

3 - GEOTECNICA E DIMENSIONAMENTI STRUTTURALI 3.03 - Relazione di calcolo strutturale delle condotte e degli attraversamenti

00	SET. 19	G.VENTURINI	S.CHIAPPINO	L.FRESIA	
REV.	DATA	REDAZIONE	VERIFICA	AUTORIZZAZIONE	MODIFICHE

INDICE

1. VERIFICHE STRUTTURALI POZZETTI IN C.A.	1
1.1 Descrizione delle opere	1
1.2 Inquadramento normativo	2
1.3 Metodi e codici di calcolo	3
1.4 Zonizzazione sismica, vita nominale e classe d'uso	4
1.5 Caratterizzazione geotecnica	6
1.6 Materiali	6
1.7 Durabilita'	7
1.8 Analisi dei carichi	8
1.9 Combinazioni di carico	12
1.10 Verifica di galleggiamento	14
1.11 Schematizzazione e modellazione della struttura	14
1.11.1 Verifica soletta di fondazione	15
Verifica a flessione	15
Verifica a taglio 17	
Verifica delle tensioni di esercizio	19
Verifica della fessurazione – apertura di fessura	21
1.11.2 Verifica muri in elevazione	22
Verifica a flessione	22
Verifica a taglio 26	
Verifica delle tensioni di esercizio	27
Verifica della fessurazione – apertura di fessura	29
1.11.3 Verifica solette di copertura	30
Verifica a flessione	30
Verifica a taglio 31	
1.11.4 Verifica delle tensioni di esercizio	33
Verifica della fessurazione – apertura di fessura	34
2. CALCOLO DELLE LUNGHEZZE ANTISFILO	36
2.1 Descrizione	36
2.2 L'antisfilamento – Il Metodo Alabama	36

Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.

- UNI ENV 1997 – 2 EUROCODICE 7 – Progettazione Geotecnica Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo.
- UNI ENV 1997 – 3 EUROCODICE 7 – Progettazione Geotecnica Parte 3: Progettazione assistita con prove in sito.
- UNI EN 1992-1-1 – EUROCODICE 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 206-1 – Calcestruzzo Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità.

1.3 Metodi e codici di calcolo

Le calcolazioni sono state condotte adottando il metodo semiprobabilistico agli stati limite; sono stati soddisfatti i requisiti per la sicurezza allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio.

La ricerca dei parametri di sollecitazione è stata fatta secondo le disposizioni di carico più gravose avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale. Tali codici sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche.

Tale affermazione è suffragata dai seguenti elementi:

- grande diffusione del codice di calcolo sul mercato;
- storia consolidata del codice di calcolo (svariati anni di utilizzo);
- utilizzo delle versioni più aggiornate (dopo test);
- pratica d'uso frequente nell'attività professionale.

In particolare è stato utilizzato il seguente programma di calcolo:

Titolo:



Caratteristiche: Programma di calcolo strutturale agli elementi finiti che esegue il calcolo di strutture spaziali composte da elementi mono e/o bidimensionali anche con non linearità di materiale o con effetti dinamici

Autore: G + D Computing Pty Limited - Sidney NSW 2000 Australia

Distributore: HSH srl - Padova Italia

Versione: 2.4.6

Con riferimento alle caratteristiche della struttura e alle possibili conseguenze indotte dal sisma, si riportano i parametri utilizzati per classificarla.

Vita Nominale: $V_N \geq 50$ anni

Classe d'uso: I

Coefficiente d'uso: $C_u = 0.7$

Periodo di riferimento: $V_R = V_N \times C_u = 35$ anni

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

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

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_u	0,7	1,0	1,5	2,0

Se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni.

1.5 Caratterizzazione geotecnica

Il terreno appartiene alla categoria di sottosuolo C. Dalle indagini si è rilevata la presenza di terreni granulari. Nella maggior parte delle indagini si è rilevata la presenza della falda ad una profondità pari a 1.2 m– 3 m.

ACQUEVENETE SPA

Progetto 900 Pfas - TRATTO PONSO-MONTAGNANA-POJANA MAGGIORE

SONDAGGIO: SSC15

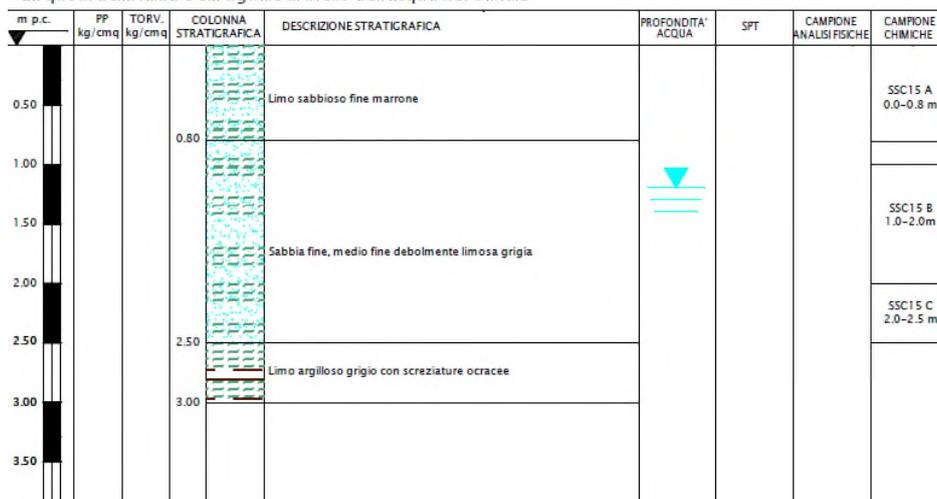
Data inizio: 13-09-19

PROFONDITA' ACQUA - 1.20 m da p. campagna

COORDINATA GAUSS BOAGA FUSO OVEST - N 5009538 - E 1696990

Carotaggio con trivella manuale a punta elicoidale

La quota della falda è ca. uguale al livello dell'acqua nel Canale



Prof. (m) da	Prof. media a	Prof. media (m)	Pot. strato (m)	Litologia	q _c media (kg/cm ²)	γ (t/m ³)	σ'v0 (kg/cm ²)	C _v media (kg/cm ²)	M (kg/cm ²)	φ' (1) (°)	φ (2) (°)	D _r (%)	E (kg/cm ²)
0,00	1,50	0,75	1,50	-	-	-	0,14	-	-	-	-	-	-
1,50	1,56	1,53	0,06	sabbie limose	22,9	0,8-1,1	0,27	-	-	36	33	40-60	80
1,56	2,50	2,03	0,94	sabbie	55,7	0,8-1,1	0,32	-	-	39	36	60-80	195
2,50	2,60	2,55	0,10	sabbie limose	37,5	0,8-1,1	0,37	-	-	37	33	60-80	131
2,60	2,64	2,62	0,04	limi e limi sabbiosi	19,2	0,8-1,1	0,30	1,25	67	33	29	40-60	67
2,64	2,66	2,65	0,02	limi argillosi e argille limose	10,5	0,8-1,1	0,30	0,67	21	-	-	-	-
2,66	2,78	2,72	0,12	argille	5,0	0,4-0,8	0,39	0,30	15	-	-	-	-
2,78	2,82	2,80	0,04	limi argillosi e argille limose	4,4	0,8-1,1	0,39	0,26	9	-	-	-	-
2,82	3,08	2,95	0,26	limi e limi sabbiosi	8,1	0,8-1,1	0,41	0,50	28	<32	24	<20	26
3,08	3,12	3,10	0,04	limi argillosi e argille limose	10,7	0,8-1,1	0,42	0,67	21	-	-	-	-
3,12	3,18	3,15	0,06	argille	9,2	0,4-0,8	0,42	0,57	28	-	-	-	-
3,18	3,28	3,23	0,10	torbe	7,1	0,4-0,8	0,43	0,43	11	-	-	-	-
3,28	3,40	3,36	0,20	argille	6,3	0,4-0,8	0,44	0,38	19	-	-	-	-
3,40	3,74	3,61	0,26	limi argillosi e argille limose	11,4	0,8-1,1	0,46	0,71	23	-	-	-	-
3,74	3,86	3,80	0,12	argille	12,3	0,4-0,8	0,48	0,77	37	-	-	-	-
3,86	3,90	3,88	0,04	torbe	12,2	0,4-0,8	0,48	0,77	18	-	-	-	-
3,90	4,14	4,02	0,24	argille	12,3	0,4-0,8	0,50	0,77	37	-	-	-	-
4,14	4,30	4,22	0,16	limi argillosi e argille limose	12,5	0,8-1,1	0,51	0,78	25	-	-	-	-
4,30	4,38	4,34	0,08	limi e limi sabbiosi	16,6	0,8-1,1	0,52	1,05	58	<32	25	20-40	58
4,38	4,48	4,43	0,10	limi argillosi e argille limose	17,4	0,8-1,1	0,53	1,11	35	-	-	-	-
4,48	4,50	4,49	0,02	limi e limi sabbiosi	21,7	0,8-1,1	0,54	1,39	76	32	27	20-40	76
4,50	4,54	4,52	0,04	limi argillosi e argille limose	20,6	0,8-1,1	0,54	1,33	42	-	-	-	-
4,54	4,58	4,56	0,04	limi e limi sabbiosi	22,5	0,8-1,1	0,54	1,44	79	32	27	20-40	79
4,58	4,64	4,61	0,06	sabbie limose	37,4	0,8-1,1	0,55	-	-	35	30	40-60	131
4,64	4,68	4,66	0,04	limi e limi sabbiosi	31,6	0,8-1,1	0,55	2,05	111	33	29	40-60	111
4,68	4,74	4,71	0,06	limi argillosi e argille limose	26,4	0,8-1,1	0,56	1,70	53	-	-	-	-
4,74	4,76	4,75	0,02	limi e limi sabbiosi	27,3	0,8-1,1	0,56	1,76	96	32	28	40-60	96
4,76	4,80	4,78	0,04	sabbie limose	55,9	0,8-1,1	0,57	-	-	37	32	60-80	196
4,80	5,04	4,92	0,24	sabbie	87,3	0,8-1,1	0,58	-	-	39	34	80-100	306
5,04	5,10	5,07	0,06	sabbie limose	35,4	0,8-1,1	0,59	-	-	34	29	40-60	124
5,10	5,12	5,11	0,02	limi e limi sabbiosi	19,0	0,8-1,1	0,60	1,20	67	<32	25	20-40	67
5,12	5,22	5,17	0,10	limi argillosi e argille limose	12,7	0,8-1,1	0,60	0,78	25	-	-	-	-
5,22	5,28	5,25	0,06	limi e limi sabbiosi	11,7	0,8-1,1	0,61	0,71	41	<32	22	<20	41
5,28	5,34	5,31	0,06	sabbie limose	12,0	0,8-1,1	0,62	-	-	<32	22	<20	42
5,34	5,44	5,39	0,10	limi e limi sabbiosi	10,9	0,8-1,1	0,62	0,66	38	<32	22	<20	38
5,44	5,50	5,47	0,06	limi argillosi e argille limose	10,7	0,8-1,1	0,63	0,64	21	-	-	-	-

1.6 Materiali

CALCESTRUZZO

Classe di resistenza del calcestruzzo:

C28/35

Resistenza caratteristica cilindrica f_{c,k}:

≥ 28 MPa

Resistenza caratteristica cubica $R_{c,k}$:	≥ 35 MPa
Diametro massimo dell'aggregato	32 mm
Classe di esposizione del calcestruzzo:	XC1
Classe di consistenza	S4/S5

PER VERIFICHE DI SICUREZZA (PARAMETRI DI RIFERIMENTO)

Coefficiente di sicurezza γ_c :	1.5
Modulo di Young medio a 28 giorni E_{cm} :	34625 MPa
Resistenza caratteristica a compressione a 28 giorni f_{ck} :	35 MPa
Resistenza media a trazione $f_{ct,m}$:	3.35 MPa
Resistenza caratteristica a trazione frattile 5% $f_{ctk,0.05}$:	2.34 MPa
Resistenza a trazione per flessione media f_{cfm} :	4.02 MPa
Resistenza a trazione di calcolo f_{ctd} :	1.56 MPa

ACCIAIO PER ARMATURA

Tipologia acciaio:	B450C
Tensione caratteristica di rottura $f_{t,k}$:	≥ 540 MPa
Tensione caratteristica di snervamento $f_{y,k}$:	≥ 450 MPa

PER VERIFICHE DI SICUREZZA (PARAMETRI DI RIFERIMENTO)

Modulo Elastico E_s :	210000 MPa
Coefficiente di sicurezza γ_s :	1.15
Resistenza a trazione di calcolo $f_{y,d}$:	390 MPa

1.7 Durabilita'

Per strutture in c.a. il copriferro minimo da adottare in funzione dalle classi di esposizione ambientali, delle esigenze di protezione dell'armatura è stato determinato sulla base delle prescrizioni delle NTC (§ C4.1.6.1.3) e dell'Eurocodice 2 (§4.4).

Il copriferro nominale è definito dalla somma di un copriferro minimo più un margine di progetto per gli scostamenti

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

dove:

c_{min} = copriferro minimo da adottare;

Δc_{dev} = margine di progetto per gli scostamenti.

Descrizione delle condizioni ambientali

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

Tabella 4.2. Copriferrini minimi in mm

C_{min}	C_0	Ambiente	Barre da c.a. elementi a piastra		Barre da c.a. altri elementi		Cavi da c.a.p. elementi a piastra		Cavi da c.a.p. altri elementi	
			$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$
C25/30	C35/45	Ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	Aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	Molto aggressivo	35	40	40	45	45	50	50	50

Per $V_N > 100$ anni aumentare di 10 mm, per $C < C_{min}$ aumentare di 5 mm

CONTROLLO DEI COPRIFERRI IN CANTIERE	$\Delta C_{dev} = 5 \div 10$ mm
CONTROLLO DI QUALITA' ESTREMAMENTE EFFICIENTE	$\Delta C_{dev} = 0 \div 10$ mm

Nel caso di specie si è assunto:

Calcestruzzo classe C28/35 – XC1:

$$c_{nom} = 25 + 10 + 5 = 40 \text{ mm}$$

1.8 Analisi dei carichi

Si riportano i valori dei carichi utilizzati per la progettazione delle opere.

CARICHI PERMANENTI

- Peso calcestruzzo armato	=	25.0	kN/m ³
- Peso Pavimentazione	=	17.0	kN/m ³
- Peso Terreno	=	18.5	kN/m ³

SPINTA STATICA DEL TERRENO

La spinta del terreno è stata valutata sulla base delle seguenti ipotesi:

- Impossibilità dell'opera di subire spostamenti, con conseguente impossibilità di attivazione della spinta attiva;
- Assunzione di un angolo di attrito struttura - terreno nullo ($\delta=0$)

$$S_t = \frac{1}{2} \gamma_t k_0 h^2$$

dove:

γ_t è il peso specifico del terreno;

$k_0 = (1 - \sin \phi')$ OCR^{0.5} è il coefficiente di spinta a riposo

dove il grado di consolidazione OCR può valere:

OCR = 1 – terreno normalmente consolidato

OCR = 2 – terreno debolmente sovraconsolidato;

OCR = 4 – terreno mediamente sovraconsolidato;

OCR = 10 - terreno fortemente sovraconsolidato.

In quanto segue il valore assunto da k_0 di 0,5.

h è l'altezza dei muri del manufatto.

S_t ha punto di applicazione posto a 1/3 dell'altezza del muro soggetto a spinta (diagramma delle pressioni triangolare).

SPINTA STATICA DELL'ACQUA DI FALDA

$$S_w = \frac{1}{2} \gamma_w h^2$$

dove:

γ_w è il peso specifico dell'acqua;

h è l'altezza dei muri del manufatto;

S_w ha punto di applicazione posto a 1/3 dell'altezza del muro soggetto a spinta (diagramma delle pressioni triangolare).

SPINTA STATICA DOVUTA A SOVRACCARICHI

Considerando un sovraccarico distribuito "q" di 20 kPa dovuto ai mezzi d'opera presenti in fase di realizzazione del pozzetto, la pressione che si esercita sulle murature verticali è pari a:

$$S_q = q k_0$$

dove:

k_0 è il coefficiente di spinta a riposo;

S_q ha punto di applicazione posto a metà dell'altezza del muro soggetto a spinta (diagramma delle pressioni uniforme).

NEVE

Il sovraccarico neve risulta trascurabile rispetto ai carichi da calpestio.

AZIONE DEL VENTO

Ai fini delle calcolazioni, essendo la vasca parzialmente interrata, si considera trascurabile l'azione del vento.

AZIONE SISMICA

L'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità moltiplicate per dei coefficienti sismici, k_h e k_v , rispettivamente orizzontali e verticali.

$$k_h = \beta m a_{max}/g$$

$$k_v = +/- 0.5 k_h$$

dove:

$a_{max} = S a_g = SS ST a_g$ è accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

a_g è accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido;

g è accelerazione di gravità;

S è coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (SS) e dell'amplificazione topografica (ST);

βm è un coefficiente di riduzione della accelerazione massima al sito che, per opere che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, assume valore unitario.

Risposta locale del sisma:

Zona: Montagnana

Categoria Sottosuolo: C

Categoria Topografica: T1

Fattore di struttura:

Non essendo presente alcun elemento con funzione dissipativa, si esegue un'analisi elastica della struttura.

Fattore di struttura $q = 1$

Smorzamento viscoso $\xi = 5 \%$

Parametri caratteristici dello spettro:

Stato limite	SLV
ag/g	0.104
Fo	2.470
TC*	0.311
SS	1.500
CC	1.544
ST	1.000
q	1.000
S	1.500
η	1.000
TB	0.160
TC	0.480
TD	2.017

Ne risulta quindi:

$$a_{max} = S_s S_t a_g = 1.5 \times 1.0 \times 0.063 \text{ g} = 0.156 \text{ g}$$

$$k_h = \beta_m a_{max}/g = 1.0 \times 0.156 = 0.016$$

$$k_v = +/- 0.5 k_h = +/- 0.008$$

SPINTA DINAMICA DEL TERRENO

La spinta dinamica del terreno sarà valutata conformemente alle indicazioni riportate nell'annesso E.9 della UNI EN 1998-5:2005 (Metodo di Wood).

Per il manufatto in oggetto si esclude la possibilità di attivazione della spinta attiva.

L'incremento dinamico di forza dovuto al sisma:

$$\Delta P_d = \alpha S \gamma^* h^2$$

dove:

$\alpha = a/g$ è il rapporto tra l'accelerazione di progetto del terreno su terreno di tipo A, a_g , e l'accelerazione di gravità g ;

S è coefficiente di amplificazione stratigrafica;

γ^* è il peso del terreno;

h è l'altezza dei muri del manufatto.

In quanto segue sarà analizzata sia la condizione di terreno asciutto che quella di terreno saturo.

Nel caso di terreno asciutto nessun effetto dovuto all'acqua sarà ovviamente preso in considerazione, e il peso di terreno introdotto sarà quello di terreno secco ($\gamma^* = \gamma_d$).

Nel caso di terreno saturo bisogna distinguere in relazione alla sua permeabilità: i due casi estremi sono:

- Terreno dinamicamente impervio (grana fine)

Si assume che l'acqua, imprigionata negli interstizi, si muova con il terreno perciò, per la parte immersa si avrà: $\gamma^* = \gamma_{sat}$. Alla spinta del terreno così calcolata, non sarà aggiunta la spinta dinamica dell'acqua.

- Terreno dinamicamente permeabile (grana grossa)

si assume che l'acqua sia in grado di muoversi liberamente, indipendentemente dall'ammasso di terreno perciò si avrà, solo per la parte immersa: $\gamma^* = \gamma_d$. Alla spinta del terreno così calcolata, dovrà essere aggiunta la spinta dinamica dell'acqua.

In entrambe le situazioni ΔP_d ha punto di applicazione posto a metà dell'altezza del muro soggetto a spinta (diagramma delle pressioni uniforme).

SPINTA DINAMICA DELL'ACQUA

Conformemente alle indicazioni riportate nell'annesso E.8 della UNI EN 1998-5:2005 (metodo di Westergaard), nell'ipotesi di terreno dinamicamente permeabile, la risultante della sovraspinta dell'acqua è:

$$S_w = 7/12 \gamma_w k_h h^2$$

con una distribuzione delle pressioni lungo la altezza della parete pari a:

$$q(z) = 7/8 \gamma_w k_h \sqrt{hz}$$

dove:

γ_w è il peso specifico dell'acqua;

k_h è il coefficiente sismico di spinta orizzontale;

z è la quota del livello d'acqua misurato a partire dal pelo libero e assunto positivo verso il basso,

h è l'altezza del paramento verticale.

La risultante S_w ha punto di applicazione posto ad una quota $2/5 h$ a partire dalla base del paramento verticale.

1.9 Combinazioni di carico

Con riferimento alle azioni elementari, si sono considerate le seguenti combinazioni di carico:

Stato Limite ultimo (SLU):

$$F_{d,SLU} = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_p P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum \gamma_{Qi} \psi_{0i} Q_{ki}$$

$$F_{d,SISMA} = E + G_1 + G_2 + P + \sum \psi_{2i} Q_{ki}$$

Stato Limite di Esercizio (SLE):

$$F_{d,RARA} = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum \psi_{0i} Q_{ki}$$

$$F_{d,FREQ} = G_1 + G_2 + P + \sum \psi_{1i} Q_{ki}$$

$$F_{d,QP} = G_1 + G_2 + P + \sum \psi_{2i} Q_{ki}$$

$$F_{d,SISMA} = E + G_1 + G_2 + P + \sum \psi_{2i} Q_{ki}$$

dove:

G_k = valore caratteristico delle azioni permanenti

P_k = valore caratteristico della forza di precompressione

Q_{1k} = valore caratteristico dell'azione variabile di base

Q_{ik} = valore caratteristico dell'i-esima azione variabile

$\gamma_g, \gamma_p, \gamma_q$ = coeff. parziali sulle azioni

ψ_{0j} = coeff. di combinazione

Le verifiche strutturali sono state eseguite con riferimento ai coefficienti parziali riportati in Figura 10-1 e Figura 10-2, e alle combinazioni di carico di cui sopra. Le verifiche geotecniche sono state invece condotte seguendo l'approccio 2 (A1+M1+R3), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Figura 10-1, Figura 10-3 e Figura 10-4.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Figura 1-3: Tabella dei coefficienti parziali sulle azioni per le combinazioni di carico agli SLU.

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

Figura 1-4: Coefficienti ψ di combinazione per le azioni

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_{γ}	1,0	1,0

Figura 1-5: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Figura 1-6: Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi per fondazioni superficiali.

In ottemperanza a quanto previsto al §6.2.3.2 le verifiche nei confronti degli stati limite idraulici vengono condotte tenendo conto dei coefficienti parziali sulle azioni riportate nella seguente tabella.

CARICHI	EFFETTO	COEFFICIENTE PARZIALE γ_F (o γ_E)	SIFONAMENTO (HYD)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,3
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

Figura 1-7: Tabella dei coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche agli stati limite di sollevamento.

In particolare, le combinazioni di carico risultate significative ai fini del calcolo sono risultate:

CASES	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	SLU01	SLU02	ECC01	ECC02	ECC03	SISMA01	SISMA02	FREQ01	QP01
1: PP [Freedom Case 1]	1.3	1.3	1.3	1.3	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
2: Sovraccarico Interno Pozzetto [Freedom Case 1]	0.0	0.0	1.3	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0
3: Sottospinta [Freedom Case 1]	1.3	1.3	0.0	1.3	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
4: Spinta Statica Falda [Freedom Case 1]	0.0	0.0	0.0	1.3	1.0	1.0	1.0	0.52	0.0
5: Spinta Statica Terreno [Freedom Case 1]	1.3	0.68	1.3	0.68	1.0	0.52	0.52	0.9	0.0
6: Sovraccarico 20 Kpa XX [Freedom Case 1]	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7: Sovraccarico 20 Kpa YY [Freedom Case 1]	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8: Spinta Dinamica Terra XX [Freedom Case 1]	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0
9: Spinta Dinamica Terra YY [Freedom Case 1]	0.0	0.0	0.0	0.0	0.3	0.0	1.0	0.0	0.0
10: Spinta Dinamica Acqua XX [Freedom Case 1]	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0
11: Spinta Dinamica Acqua YY [Freedom Case 1]	0.0	0.0	0.0	0.0	0.3	0.0	1.0	0.0	0.0
12: Corsia 1 [Freedom Case 1]	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.4	1.0
13: Tandem [Freedom Case 1]	1.35	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0
14: Sisma X [Freedom Case 1]	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0	0.0	0.0
15: Sisma Y [Freedom Case 1]	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0	0.0

➤ L'azione variabile dominante è quella dovuta dai carichi in copertura.

1.10 Verifica di galleggiamento

Con l'ipotesi di falda ad una quota di - 1.00 m dal piano campagna, valore cautelativo visto che l'altezza della falda si attesta ad una profondità massima di -1.60 m dal p.c..

Il termine stabilizzante (per unità di superficie) è dovuto al peso proprio della vasca in cls e sarà moltiplicato, a vantaggio di sicurezza per un fattore 0.9 e verranno trascurati i pesi delle solette superiori:

$$P = \gamma_c * V_c = \gamma_c * V_{pareti} + \gamma_c * V_{soletta} = (25 * 2.75 * 0.25 * 2.75) * 4 + (25 * 2.75 * 0.25 * 2.75) = 236 \text{ KN}$$

La spinta idrostatica sarà amplificata per un fattore 1.1:

$$U = \gamma_w * H_1 * A_{b1} = 10 * 1 * 2.75 * 2.75 = 76 \text{ kN}$$

dove:

H è l'altezza d'acqua misurata a partire dalla testa della vasca;

A_b è l'area di base del manufatto.

Il confronto tra forze stabilizzanti ed instabilizzanti porta al seguente coefficiente di sicurezza:

$$F.s. = \frac{0.9 * P}{1.1 * U} = 2.54 \geq 1,01$$

La verifica è soddisfatta.

1.11 Schematizzazione e modellazione della struttura

L'analisi strutturale è stata condotta con il metodo degli spostamenti implementato nel codice Straus7.

Gli elementi finiti utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura è il seguente:

- Elemento tipo SHELL (elemento lastra o piastra)

L'interazione terreno-struttura è stata tenuta in conto rappresentando il terreno tramite una schematizzazione lineare alla Winkler, caratterizzata da una costante di sottofondo $K_w = 25000 \text{ kN/m}^3 = 2.5 \text{ kg/cm}^3$; si considera quest'ultima assunzione come un requisito prestazionale: le caratteristiche del sottofondo ipotizzate dovranno essere garantite misurando un valore dell'indice CBR, non inferiore a 2.55 (come si ricava dalla correlazione $K=4.1+51.3 \cdot \log(\text{CBR})$ [MPa/m]).

Le figure di seguito riportate illustrano il modello strutturale e alcune condizioni di carico.

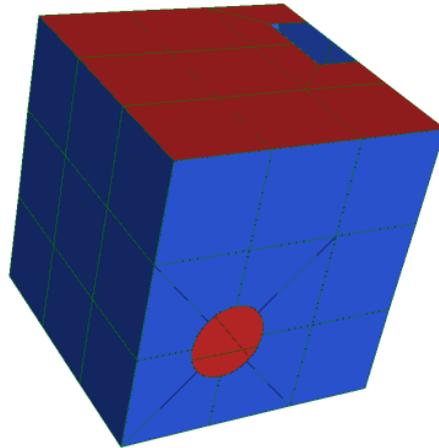


Figura 1-8 - Modello strutturale

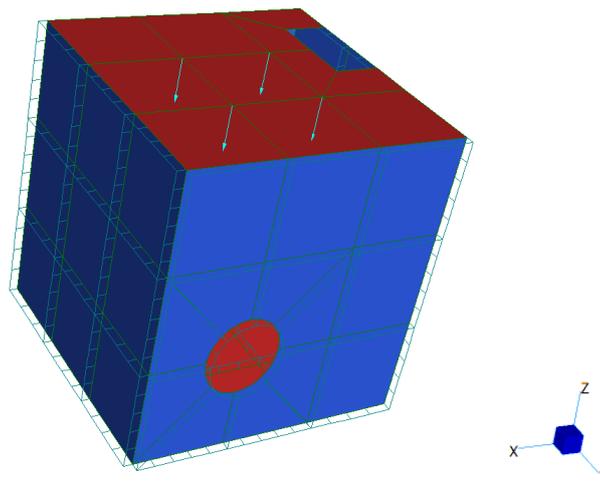


Figura 1-9: Modello strutturale – azione del carico tandem

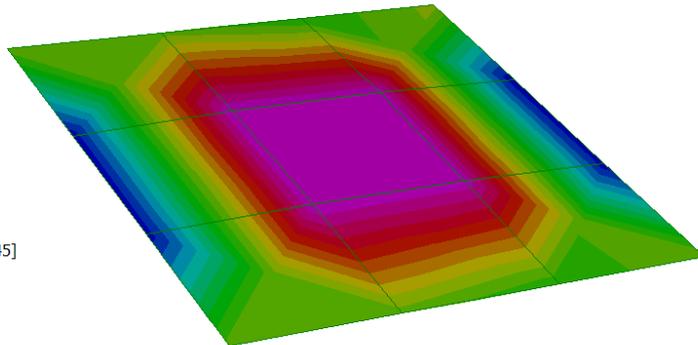
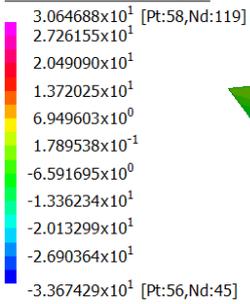
1.11.1 Verifica soletta di fondazione

Verifica a flessione

Dall'esame del diagramma di momento si ricava che il massimo valore sollecitante è:

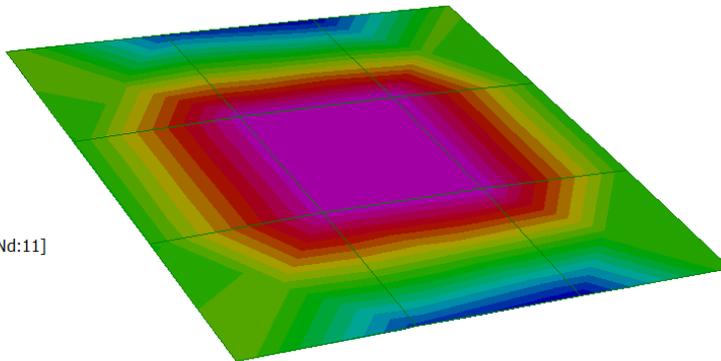
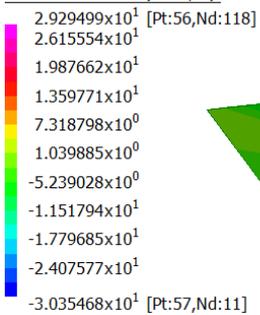
Direzione orizzontale (XX):

Plate Moment:XX (kN.m/m)



Direzione orizzontale (YY):

Plate Moment:YY (kN.m/m)



➤ Soletta sp. 25 cm

Ipotizzando un'armatura costituita da:

1φ12/20 INT. + EST. IN X

1φ12/20 INT. + EST. IN Y

Eseguendo la verifica con il valore massimo si ottiene:

Titolo : ARMATURA SOLETTA INFERIORE

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5.65	4
2	5.65	21

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C		C28/35	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200'000 N/mm²	f_{cd}	15.87
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8 ?
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	11
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.6667
		τ_{c1}	1.971

M M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

N° rett.

Calcola MRd **Dominio M-N**
 L_0 cm **Col. modello**

Precompresso

Poiché per tutte le combinazioni vale

$$M_{Ed} < M_{Rd}$$

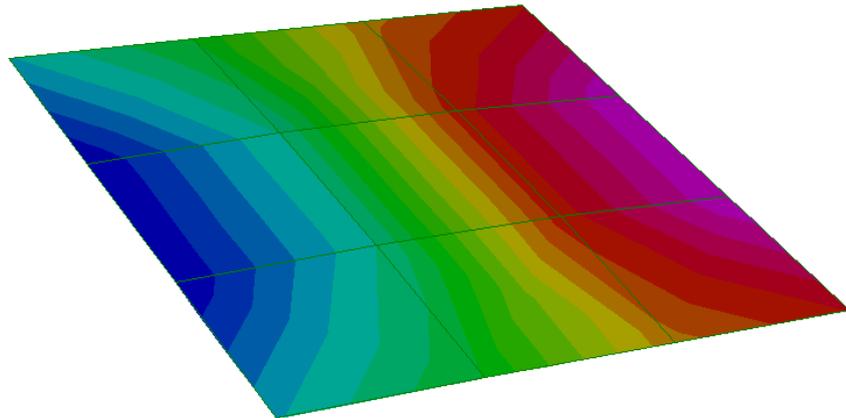
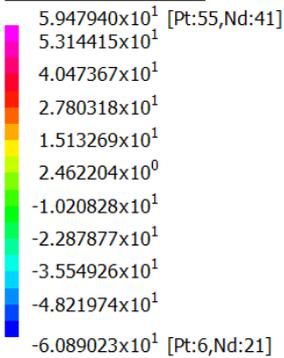
le verifiche sono soddisfatte.

Il quantitativo di armatura posto in opera rispetta quanto previsto al §9.3 e §9.6 delle UNI EN 1992-1-1, in merito ai quantitativi massimi e minimi di armatura.

Verifica a taglio

Dall'esame del diagramma del taglio, il massimo valore sollecitante è risultato pari a:

Plate Force:ZX (kN/m)



CALCESTRUZZO			ACCIAIO		
Rek[Mpa]	fck[Mpa]	gcd[Mpa]	fyk[MPa]	fyd[Mpa]	Es[Mpa]
35	29.1	16.5	450	391.3	210000
SEZIONE					
Base	b	1000	mm		
Altezza	h	250	mm		
Copriferro	c	40	mm		
Altezza utile	d	210	mm		
ARMATURA					
Numero barre	n°	5	[-]		
Diametro barre	Φ	12	mm		
Area	As	565	mm ²		
SOLLECITAZIONI					
Sforzo assiale sollecitante	N _{ed}	0.0	kN		
Taglio sollecitante	V _{ed}	61	kN		
Verifica elementi privi di armature resistenti a taglio					
La resistenza a taglio (espressa in N) di un elemento fessurato da momento flettente si può valutare attraverso la formula seguente:					
$V_{rd} = [0,18 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \mathbf{6}_{cp}] b_w d \geq (v_{min} + 0,15 \mathbf{6}_{cp}) b_w d$					
nella quale:					
$k = 1 + (200/d)^{1/2} =$	1.98	<	2		
$\rho_l = A_{sl} / (b_w d) =$	0.003	<	0.02	VERIFICATO	
$\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c =$	0	<	3.3	VERIFICATO	
$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} =$	0.52				
essendo					
d	altezza utile della sezione (in mm);				
b _w	larghezza minima della sezione (in mm)				
ρ _l	rapporto geometrico di armatura longitudinale				
σ _{cp}	tensione media di compressione nella sezione				
V _{rd} =	110	kN	>	61	kN VERIFICATO

Verifica delle tensioni di esercizio

Deve essere garantito che in condizioni di normale esercizio della struttura, le tensioni sugli acciai e conglomerati non eccedano rispettivamente i seguenti valori:

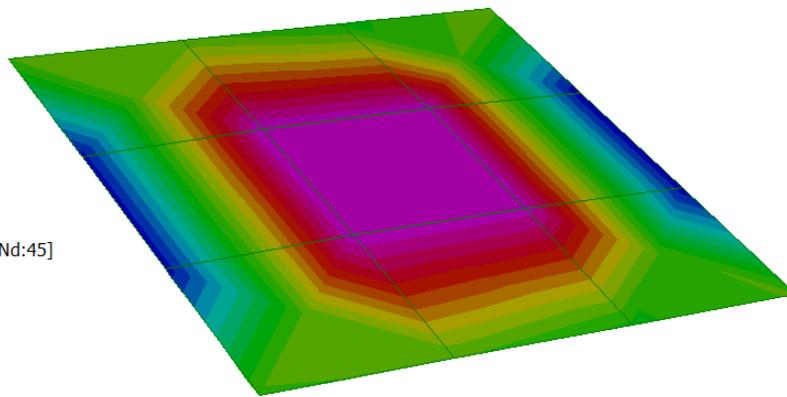
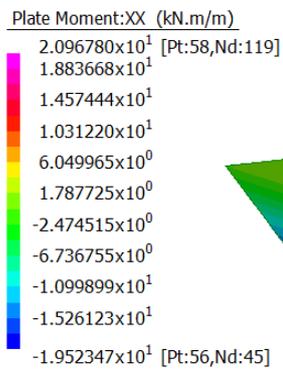
$$\bar{\sigma}_s < 0.80 f_{yk} - \text{tutte le combinazioni}$$

$$\bar{\sigma}_c < 0.60 f_{ck} - \text{combinazione rara}$$

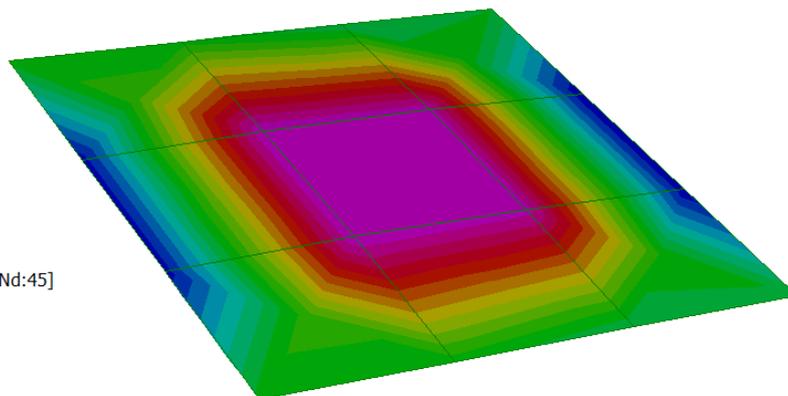
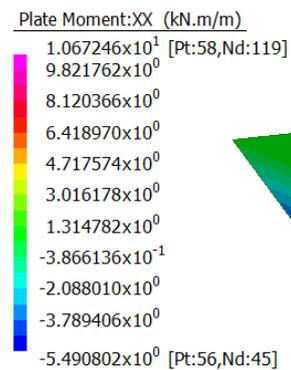
$$\bar{\sigma}_c < 0.45 f_{ck} - \text{combinazione quasi permanente}$$

Le sollecitazioni di progetto per i suddetti stati limite sono:

Combinazione rara/frequente:



Combinazione quasi permanente:



Eseguendo le verifiche con il massimo valore in uscita dall'analisi, si ottiene:

CALCESTRUZZO				ACCIAIO		
Rck[Mpa]	fck[Mpa]	fcđ[Mpa]		f _{yk} [MPa]	f _{yd} [Mpa]	E _s [Mpa]
35	29.1	16.5		450	391.3	210000

SEZIONE				ARMATURA TESA			ARMATURA COMPRESSA		
c [mm]	h[mm]	d [mm]	b [mm]	n°	Φ	As [mm ²]	n°	Φ	As [mm ²]
40	250	210	1000	5	12	565	5	12	565
				0	0	0	0	0	0
				As,tot	=	565	As,tot	=	565

Profondità asse neutro in sezione fessurata
 $x = 50.3 \text{ mm}$

Momento d'inerzia della sezione in stato fessurato
 $J_{xx2} = (bx^3)/3 + nAs'(x - c)^2 + nAs(d - x)^2 = 2.60E+08 \text{ mm}^4$

COMBINAZIONE RARA				M _{Ed} 21 kNm		
Tensione massima di compressione nel calcestruzzo	$\sigma_c = (M_{Ed} / J_{xx2}) * x$	4.1 MPa	<	17.4 MPa	= 0,6 f _{dk}	VERIFICATO
Tensione massima nell'armatura tesa	$\sigma_s = n (M_{Ed} / J_{xx2}) * (d - x)$	193.7 MPa	<	360.0 MPa	= 0,8 f _{yk}	VERIFICATO

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE				M _{Ed} 11 kNm		
Tensione massima di compressione nel calcestruzzo	$\sigma_c = (M_{Ed} / J_{xx2}) * x$	2.1 MPa	<	13.1 MPa	= 0,45 f _{dk}	VERIFICATO
Tensione massima nell'armatura tesa	$\sigma_s = n (M_{Ed} / J_{xx2}) * (d - x)$	101.5 MPa	<	360.0 MPa	= 0,8 f _{yk}	VERIFICATO

Tutte le verifiche sono soddisfatte.

Verifica della fessurazione – apertura di fessura

Come previsto al §C4.1.2.2.4.6 della circolare 2 febbraio 2009, la verifica della fessurazione (apertura di fessura), sarà condotta con riferimento agli stati limite di esercizio in combinazione frequente e quasi permanente. In relazione alle classi di esposizione previste per le opere e alla tipologia di armatura impiegata (acciaio poco sensibile), i limiti di apertura di fessura per i predetti stati limite sono, rispettivamente: $w_1 = 0.4$ e $w_1 = 0.3$.

VERIFICA DELLA FESSURAZIONE											
ARMATURA TESA			SEZIONE				ARMATURA COMPRESSA				
n^s	5	-	h [mm]	b [mm]	c [mm]	d [mm]	n^c	5	-		
Φ	12	mm	250	1000	40	210	Φ	12	mm		
n^p	0	-					n^p	0	-		
Φ	0	mm					Φ	0	mm		
n^s	0	-					n^s	0	-		
Φ	0	mm					Φ	0	mm		
Φ_{eq}	12	mm					Φ_{eq}	12	mm		
A_s	565	mm ²					A_s'	565	mm ²		
DEFORMAZIONE UNITARIA MEDIA DELLE BARRE DI ARMATURA											
- Calcolo della massima tensione nell'acciaio in sezione fessurata											
x	50.3	mm	Profondità asse neutro in sezione fessurata								
$J_{m2} = (bx^3)/3 + nA_s'(x - \sigma)^2 + nA_s(d - x)^2$	259654337	mm ⁴	Momento di inerzia della sezione fessurata								
$W_2 = J_{m2}/(d - x)$	1626223	mm ³	Modulo resistente della sezione fessurata								
$\sigma_s = n^s(M_{ed} / W_2)$	193.7	MPa	Tensione nell'acciaio teso - COMBINAZIONE FREQUENTE								
$\sigma_s = n^s(M_{ed} / W_2)$	101.5	MPa	Tensione nell'acciaio teso - COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE								
- Calcolo della deformazione unitaria media delle barre											
CARICHI DI LUNGA DURATA			Durata del carico applicato								
K_1	0.6	-	Coefficiente dipendente dalla durata del carico								
α_e	6.4	-	Rapporto tra moduli elastici								
$A_{s,eff}$	66556	mm ²	Area efficace di calcestruzzo attorno alle barre								
ρ_{eff}	0.0085	-	Rapporto tra area di acciaio e area efficace								
$\epsilon_{sm} = 1/Es(6s-kt(f_{ctm}/\rho_{eff})(1+\alpha_e\rho_{eff}))$	0.0006	-	Deformazione unitaria media - COMBINAZIONE FREQUENTE								
$\epsilon_{sm} = 1/Es(6s-kt(f_{ctm}/\rho_{eff})(1+\alpha_e\rho_{eff}))$	0.0003	-	Deformazione unitaria media - COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE								
DISTANZA MASSIMA TRA LE FESSURE											
BARRE ADERENZA MIGLIORATA			Tipologia di barre d'armatura								
K_1	0.8	-									
FLESSIONE SEMPLICE			Tipo di sollecitazione agente								
K_2	0.5	-									
K_3	3.4	-									
K_4	0.425	-									
p	200	mm	Spaziatura dell'armatura longitudinale								
$\Delta_{max} = k_0 c + k_1 k_2 k_4 \Phi_{eff} / \rho_{eff}$	376	mm	Distanza massima tra le fessure								
VERIFICA SLE - FREQUENTE											
$w_d = 0.208$	mm	<	0.3	mm	VERIFICATO						
VERIFICA SLE - QUASI PERMANENTE											
$w_d = 0.109$	mm	<	0.2	mm	VERIFICATO						

Le verifiche di apertura di fessura sono soddisfatte.

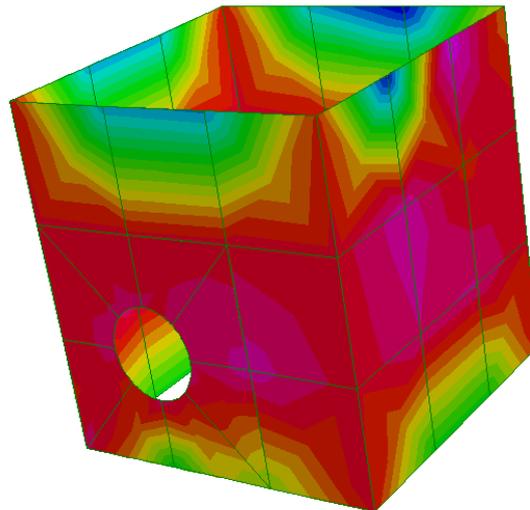
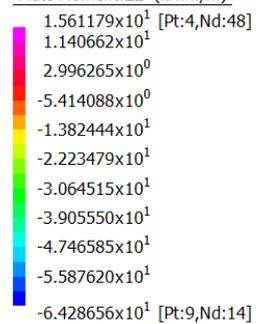
1.11.2 Verifica muri in elevazione

Verifica a flessione

Dall'esame del diagramma di momento si ricava che il massimo valore sollecitante è:

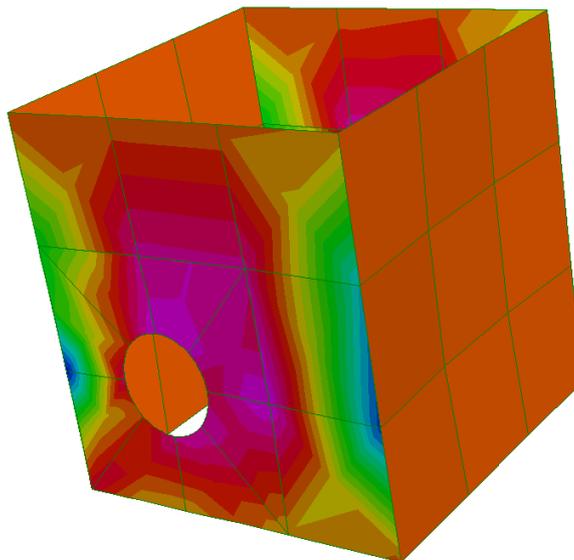
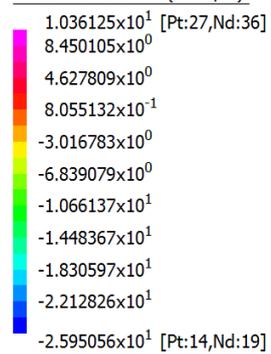
Direzione verticale (ZZ):

Plate Moment:ZZ (kN.m/m)



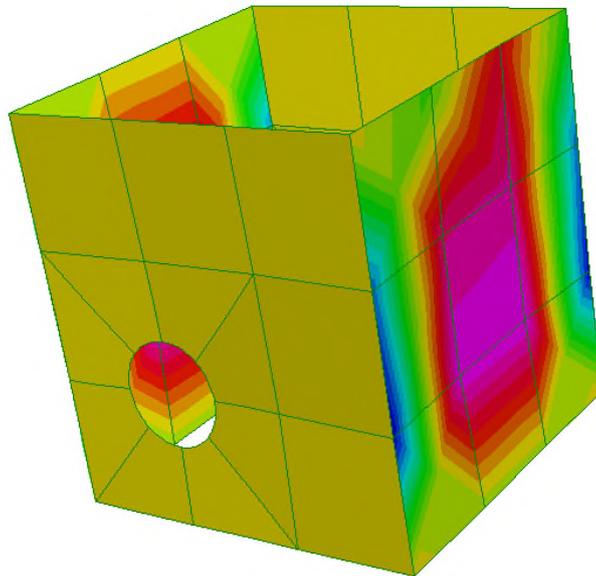
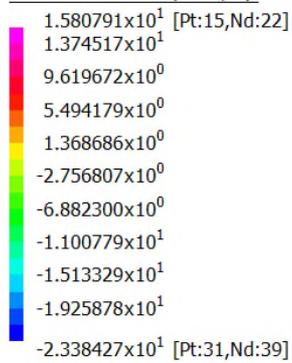
Direzione orizzontale (XX):

Plate Moment:XX (kN.m/m)



Direzione orizzontale (YY):

Plate Moment:YY (kN.m/m)



➤ Muro sp. 25 cm

Ipotizzando un'armatura costituita da:

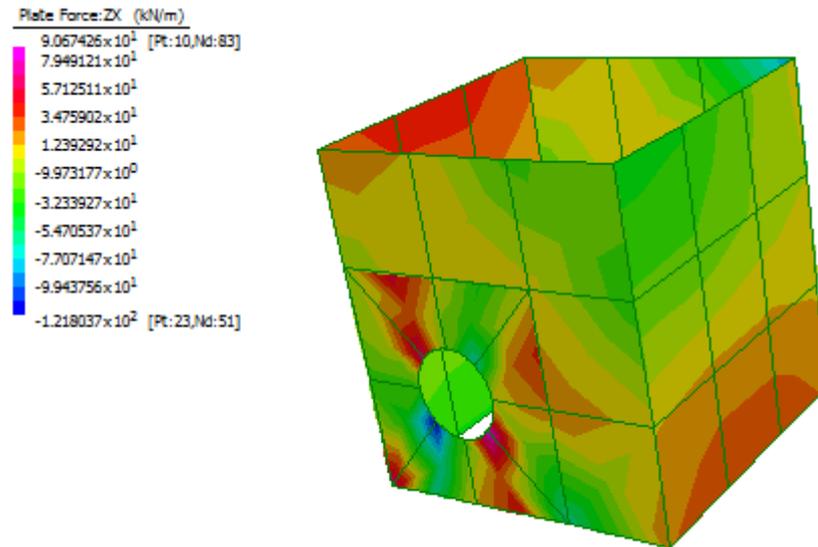
1 ϕ 16/20 INT. + EST. verticale

1 ϕ 12/20 INT. + EST. orizzontale

Eseguendo la verifica con il valore massimo si ottiene:

Verifica a taglio

Dall'esame del diagramma del taglio, il massimo valore sollecitante è risultato pari a:



CALCESTRUZZO			ACCIAIO		
Rck[Mpa]	fck[Mpa]	gcd[Mpa]	fyk[MPa]	fyd[MPa]	Es[Mpa]
35	29.1	16.5	450	391.3	210000

SEZIONE			
Base	b	1000	mm
Altezza	h	250	mm
Copriferro	c	40	mm
Altezza utile	d	210	mm
ARMATURA			
Numero barre	n°	10	[]
Diametro barre	Φ	16	mm
Area	As	2011	mm ²
SOLLECITAZIONI			
Sforzo assiale sollecitante	N _{ed}	0.0	kN
Taglio sollecitante	V _{ed}	61	kN

Verifica elementi privi di armature resistenti a taglio
La resistenza a taglio (espressa in N) di un elemento fessurato da momento flettente si può valutare attraverso la formula seguente:
$V_{rd} = [0,18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 6_{cp}] b_w d \geq (v_{min} + 0,15 6_{cp}) b_w d$
nella quale:

$k = 1 + (200/d)^{1/2} =$	1.98	<	2	
$\rho_l = A_{sl} / (b_w d) =$	0.010	<	0.02	VERIFICATO
$\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c =$	0	<	3.3	VERIFICATO
$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} =$	0.52			
essendo				
d	altezza utile della sezione (in mm);			
b _w	larghezza minima della sezione (in mm)			
ρ_l	rapporto geometrico di armatura longitudinale			
σ_{cp}	tensione media di compressione nella sezione			
V _{rd} =	151	kN	>	61 kN VERIFICATO

I picchi di tensione si verificano in corrispondenza dei fori, per tale motivo si prevede di aggiungere in prossimità di essi dei ferri aggiuntivi dimezzando il passo degli stessi per una lunghezza pari ad un metro.

Verifica delle tensioni di esercizio

Deve essere garantito che in condizioni di normale esercizio della struttura, le tensioni sugli acciai e conglomerati non eccedano rispettivamente i seguenti valori:

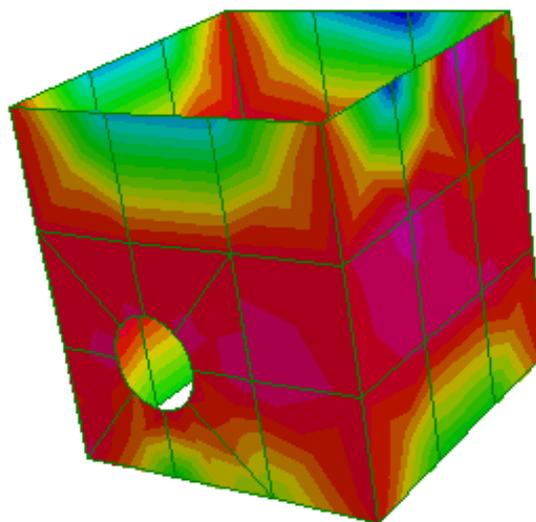
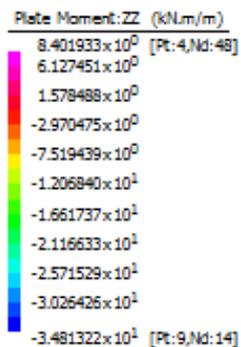
$\sigma_s < 0.80 f_{yk}$ – tutte le combinazioni

$\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ – combinazione rara

$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ – combinazione quasi permanente

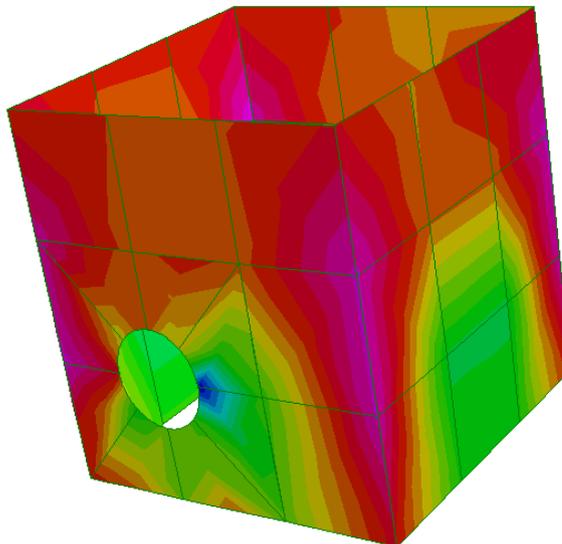
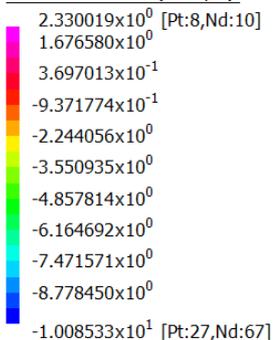
Le sollecitazioni di progetto per i suddetti stati limite sono:

Combinazione rara/frequente:



Combinazione quasi permanente:

Plate Moment:ZZ (kN.m/m)



Eseguendo le verifiche con il massimo valore in uscita dall'analisi, si ottiene:

CALCESTRUZZO			ACCIAIO		
Rck[MPa]	fck[MPa]	fcid[MPa]	fyk[MPa]	fyd[MPa]	Es[MPa]
35	29.1	16.5	450	391.3	210000

SEZIONE				ARMATURA TESA			ARMATURA COMPRESSA		
c [mm]	h[mm]	d [mm]	b [mm]	n°	Φ	As [mm ²]	n°	Φ	As [mm ²]
40	250	210	1000	5	16	1005	5	16	1005
				0	0	0	0	0	0
				As,tot	=	1005	As,tot	=	1005

Profondità asse neutro in sezione fessurata
 $x = 61.8 \text{ mm}$

Momento d'inerzia della sezione in stato fessurato
 $J_{xx2} = (bx^3)/3 + nAs'(x - c)^2 + nAs(d - x)^2$
 $4.17E+08 \text{ mm}^4$

COMBINAZIONE RARA			M_{Ed} 35 kNm		
Tensione massima di compressione nel calcestruzzo					
$\sigma_c = (M_{Ed} / J_{xx2}) * x$	5.2 MPa	<	17.4 MPa	= 0,6 f_{ck}	VERIFICATO
Tensione massima nell'armatura tesa					
$\sigma_s = n (M_{Ed} / J_{xx2}) * (d - x)$	186.6 MPa	<	360.0 MPa	= 0,8 f_{yk}	VERIFICATO

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE			M_{Ed} 10 kNm		
Tensione massima di compressione nel calcestruzzo					
$\sigma_c = (M_{Ed} / J_{xx2}) * x$	1.5 MPa	<	13.1 MPa	= 0,45 f_{ck}	VERIFICATO
Tensione massima nell'armatura tesa					
$\sigma_s = n (M_{Ed} / J_{xx2}) * (d - x)$	53.3 MPa	<	360.0 MPa	= 0,8 f_{yk}	VERIFICATO

Tutte le verifiche sono soddisfatte.

Verifica della fessurazione – apertura di fessura

Come previsto al §C4.1.2.2.4.6 della circolare 2 febbraio 2009, la verifica della fessurazione (apertura di fessura), sarà condotta con riferimento agli stati limite di esercizio in combinazione frequente e quasi permanente. In relazione alle classi di esposizione previste per le opere e alla tipologia di armatura impiegata (acciaio poco sensibile), i limiti di apertura di fessura per i predetti stati limite sono, rispettivamente: $w_1 = 0.4$ e $w_1 = 0.3$.

Eseguendo le verifiche con il massimo valore in uscita dall'analisi, si ottiene:

VERIFICA DELLA FESSURAZIONE									
ARMATURA TESA			SEZIONE				ARMATURA COMPRESSA		
n°	5	-	h [mm]	b [mm]	c [mm]	d [mm]	n°	5	-
Φ	16	mm	250	1000	40	210	Φ	16	mm
n°	0	-					n°	0	-
Φ	0	mm					Φ	0	mm
n°	0	-					n°	0	-
Φ	0	mm					Φ	0	mm
Φ_{eq}	16	mm					Φ_{eq}	16	mm
A_s	1005	mm ²					A_s'	1005	mm ²
DEFORMAZIONE UNITARIA MEDIA DELLE BARRE DI ARMATURA									
- Calcolo della massima tensione nell'acciaio in sezione fessurata									
x	61.8	mm	Profondità asse neutro in sezione fessurata						
$J_{fess} = (bx^3)/3 + nA_s'(x - c)^2 + nA_s(d - x)^2$	417040514	mm ⁴	Momento di inerzia della sezione fessurata						
$W_2 = J_{fess}/(d - x)$	2813305	mm ³	Modulo resistente della sezione fessurata						
$\sigma_1 = M_{ed} / W_2$	186.6	MPa	Tensione nell'acciaio teso - COMBINAZIONE FREQUENTE						
$\sigma_1 = M_{ed} / W_2$	53.3	MPa	Tensione nell'acciaio teso - COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE						
- Calcolo della deformazione unitaria media delle barre									
CARICHI DI LUNGA DURATA			Durata del carico applicato						
K_1	0.6	-	Coefficiente dipendente dalla durata del carico						
α_e	6.4	-	Rapporto tra moduli elastici						
$A_{e,eff}$	62746	mm ²	Area efficace di calcestruzzo attorno alle barre						
ρ_{eff}	0.0160	-	Rapporto tra area di acciaio e area efficace						
$\epsilon_{sm} = 1 / (E_s(\sigma_s - k_1(f_{ctm} / \rho_{eff})(1 + \alpha_e \rho_{eff})))$	0.0005	-	Deformazione unitaria media - COMBINAZIONE FREQUENTE						
$\epsilon_{sm} = 1 / (E_s(\sigma_s - k_1(f_{ctm} / \rho_{eff})(1 + \alpha_e \rho_{eff})))$	0.0002	-	Deformazione unitaria media - COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE						
DISTANZA MASSIMA TRA LE FESSURE									
BARRE ADERENZA MIGLIORATA			Tipologia di barre d'armatura						
K_1	0.8	-							
FLESSIONE SEMPLICE			Tipo di sollecitazione agente						
K_2	0.5	-							
K_3	3.4	-							
K_4	0.425	-							
p	200	mm	Spaziatura dell'armatura longitudinale						
$\Delta_{max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \Phi_{e,eff} / \rho_{eff}$	306	mm	Distanza massima tra le fessure						
VERIFICA SLE - FREQUENTE									
$w_d = 0.163$	mm	<	0.3	mm	VERIFICATO				
VERIFICA SLE - QUASI PERMANENTE									
$w_d = 0.047$	mm	<	0.2	mm	VERIFICATO				

Le verifiche di apertura di fessura sono soddisfatte.

1.11.3 Verifica solette di copertura

Verifica a flessione

Dall'esame del diagramma di momento si ricava che il massimo valore sollecitante è:

Plate Moment:XX (kN.m/m)

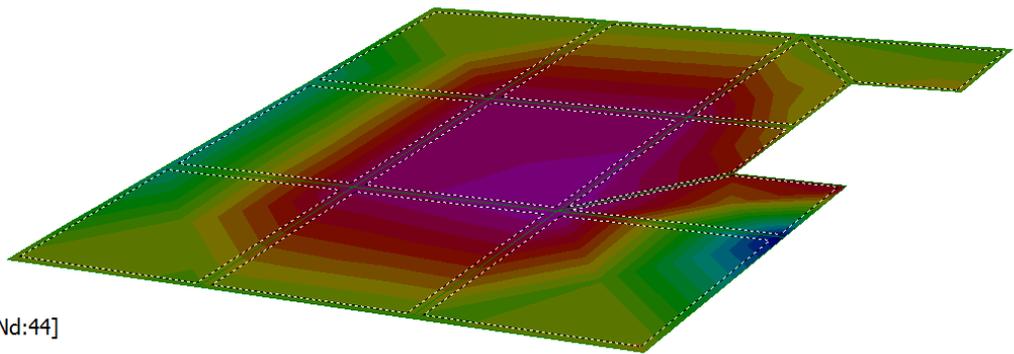
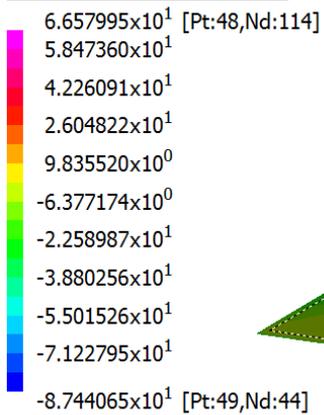
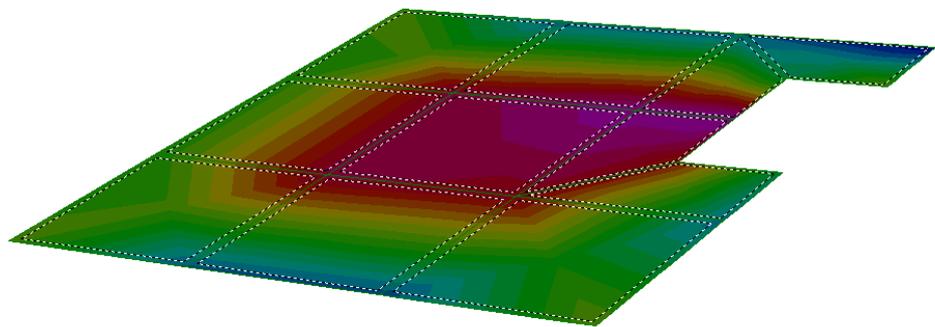
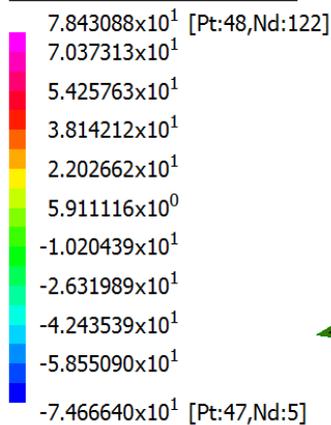


Plate Moment:YY (kN.m/m)



➤ Soletta sp. 30 cm

Ipotizzando un'armatura costituita da:

1φ12/20 SUP. + 1φ16/20 INF. IN X + 3 AGGIUNTIVI AGLI SPIGOLI

1φ12/20 SUP. + 1φ12/20 INF. IN Y

Eseguendo la verifica con il valore massimo si ottiene:

Titolo : ARMATURA SOLETTA SUPERIORE

N° strati barre

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5.65	4
2	11.31	21

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd}
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

L₀ cm

Precompresso

Poiché per tutte le combinazioni vale

$$M_{Ed} < M_{Rd}$$

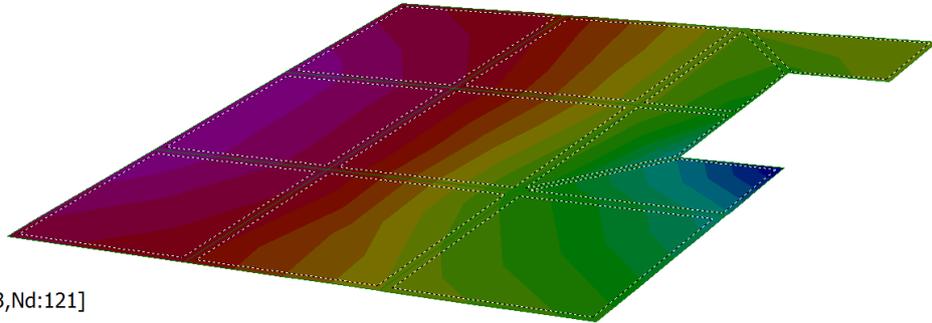
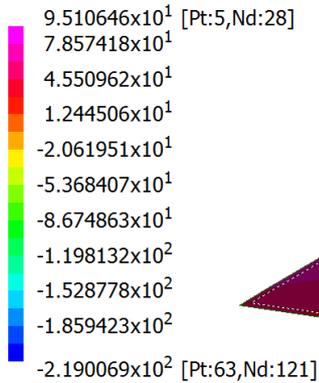
le verifiche sono soddisfatte.

Il quantitativo di armatura posto in opera rispetta quanto previsto al §9.3 e §9.6 delle UNI EN 1992-1-1, in merito ai quantitativi massimi e minimi di armatura.

Verifica a taglio

Dall'esame del diagramma del taglio, il massimo valore sollecitante è risultato pari a:

Plate Force:ZX (kN/m)



CALCESTRUZZO			ACCIAIO		
Rck[Mpa]	fck[Mpa]	fcđ[Mpa]	fyk[MPa]	fyđ[Mpa]	Es[MPa]
35	29.1	16.5	450	391.3	210000

SEZIONE			
Base	b	1000	mm
Altezza	h	250	mm
Copriferro	c	40	mm
Altezza utile	d	210	mm

ARMATURA			
Numero barre	n°	10	[-]
Diametro barre	Φ	16	mm
Area	As	2011	mm ²

SOLLECITAZIONI			
Sforzo assiale sollecitante	N _{ed}	0.0	kN
Taglio sollecitante	V _{ed}	219	kN

Verifica elementi privi di armature resistenti a taglio					
La resistenza a taglio (espressa in N) di un elemento fessurato da momento flettente si può valutare attraverso la formula seguente:					
$V_{rd} = [0,18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 6_{cn}] b_w d \geq (v_{min} + 0,15 6_{cn}) b_w d$					
nella quale:					
$k = 1 + (200/d)^{1/2} =$	1.98	<	2		
$\rho_1 = A_{s1} / (b_w d) =$	0.010	<	0.02	VERIFICATO	
$\sigma_{cn} = N_{ed} / A_c =$	0	<	3.3	VERIFICATO	
$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} =$	0.52				
essendo					
d	altezza utile della sezione (in mm);				
b _w	larghezza minima della sezione (in mm)				
ρ ₁	rapporto geometrico di armatura longitudinale				
σ _{cn}	tensione media di compressione nella sezione				
V _{rd} =	151	kN	<	219	kN NON VERIFICATO

Il picco di sollecitazione si ha in corrispondenza del bordo, per questo motivo in prossimità di esso si collocheranno delle staffe a 4 braccia di diametro pari a 10 mm.

1.11.4 Verifica delle tensioni di esercizio

Deve essere garantito che in condizioni di normale esercizio della struttura, le tensioni sugli acciai e conglomerati non eccedano rispettivamente i seguenti valori:

$$\sigma_s < 0.80 f_{yk} - \text{tutte le combinazioni}$$

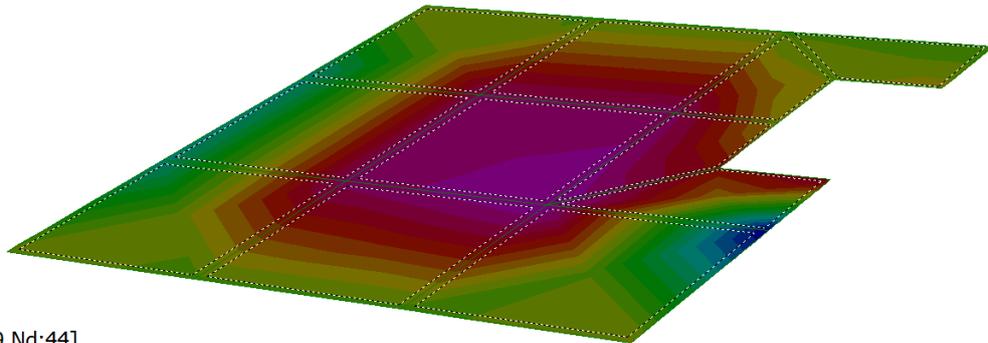
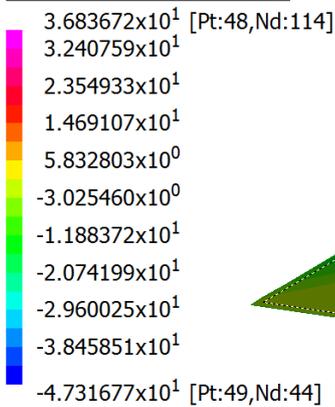
$$\sigma_c < 0.60 f_{ck} - \text{combinazione rara}$$

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} - \text{combinazione quasi permanente}$$

Le sollecitazioni di progetto per i suddetti stati limite sono:

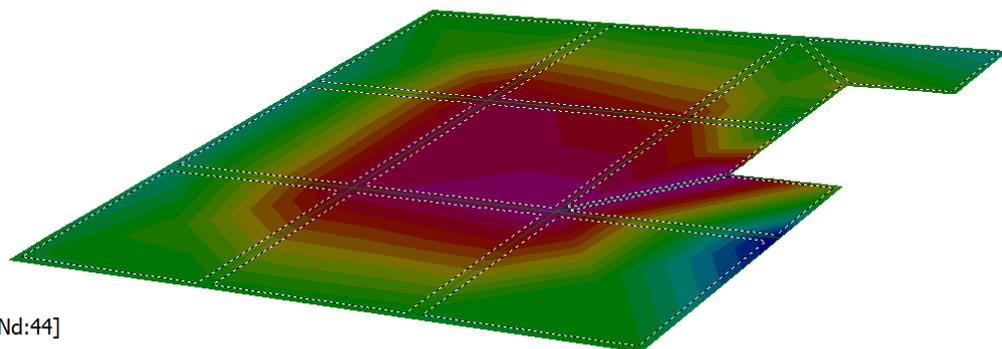
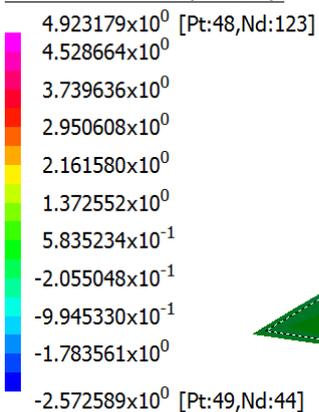
Combinazione rara/frequente:

Plate Moment:XX (kN.m/m)



Combinazione quasi permanente:

Plate Moment:XX (kN.m/m)



Eseguendo le verifiche con il massimo valore in uscita dall'analisi, si ottiene:

CALCESTRUZZO				
Rck [Mpa]	fk [Mpa]	fed [Mpa]	ftcm [Mpa]	Ecm [MPa]
35	29.1	16.5	2.8	32588

n
15

ACCIAIO				
TIPO	fyk [MPa]	ftk [MPa]	fyd [MPa]	Es [Mpa]
B450C	450	540	391	210000

VERIFICA DELLA FESSURAZIONE

ARMATURA TESA		
n°	10	-
Φ	16	mm
n°	0	-
Φ	0	mm
n°	0	-
Φ	0	mm
Φeq	16	mm
As	2011	mm ²

SEZIONE			
b [mm]	b [mm]	c [mm]	d [mm]
250	1000	40	210

ARMATURA COMPRESA		
n°	5	-
Φ	12	mm
n°	0	-
Φ	0	mm
n°	0	-
Φ	0	mm
Φeq	12	mm
As'	565	mm ²

DEFORMAZIONE UNITARIA MEDIA DELLE BARRE DI ARMATURA

- Calcolo della massima tensione nell'acciaio in sezione fessurata

x = 83.2 mm Profondità asse neutro in sezione fessurata

$J_{\text{mez}} = (bx^3)/3 + nAs'(x - \bar{y})^2 + nAs(d - x)^2$ 692714999 mm⁴ Momento di inerzia della sezione fessurata

$W_2 = J_{\text{mez}} / (d - x)$ 5461865 mm³ Modulo resistente della sezione fessurata

$\sigma_s = n * (M_{ed} / W_2)$ 129.1 MPa Tensione nell'acciaio teso - COMBINAZIONE FREQUENTE

$\sigma_s = n * (M_{ed} / W_2)$ 13.7 MPa Tensione nell'acciaio teso - COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

- Calcolo della deformazione unitaria media delle barre

CARICHI DI LUNGA DURATA

Durata del carico applicato

K_t 0.6 -

Coefficiente dipendente dalla durata del carico

α_e 6.4 -

Rapporto tra moduli elastici

$A_{c,eff}$ 55609 mm²

Area efficace di calcestruzzo attorno alle barre

ρ_{eff} 0.0362 -

Rapporto tra area di acciaio e area efficace

$\epsilon_{sm} = 1 / Es(6s - kt(\xi_{sm} / \rho_{eff})(1 + \alpha_{eff}\rho_{eff}))$ 0.0004 -

Deformazione unitaria media - COMBINAZIONE FREQUENTE

$\epsilon_{sm} = 1 / Es(6s - kt(\xi_{sm} / \rho_{eff})(1 + \alpha_{eff}\rho_{eff}))$ 0.0000 -

Deformazione unitaria media - COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

DISTANZA MASSIMA TRA LE FESSURE

BARRE ADERENZA MIGLIORATA

Tipologia di barre d'armatura

K_1 0.8 -

FLESSIONE SEMPLICE

Tipo di sollecitazione agente

K_2 0.5 -

K_3 3.4 -

K_4 0.425 -

p 200 mm

Spaziatura dell'armatura longitudinale

$\Delta_{max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \Phi_{eff} / \rho_{eff}$ 211 mm

Distanza massima tra le fessure

VERIFICA SLE - FREQUENTE

$w_d = 0.078$ mm < 0.3 mm

VERIFICATO

VERIFICA SLE - QUASI PERMANENTE

$w_d = 0.008$ mm < 0.2 mm

VERIFICATO

Le verifiche di apertura di fessura sono soddisfatte.

2. CALCOLO DELLE LUNGHEZZE ANTIFILO

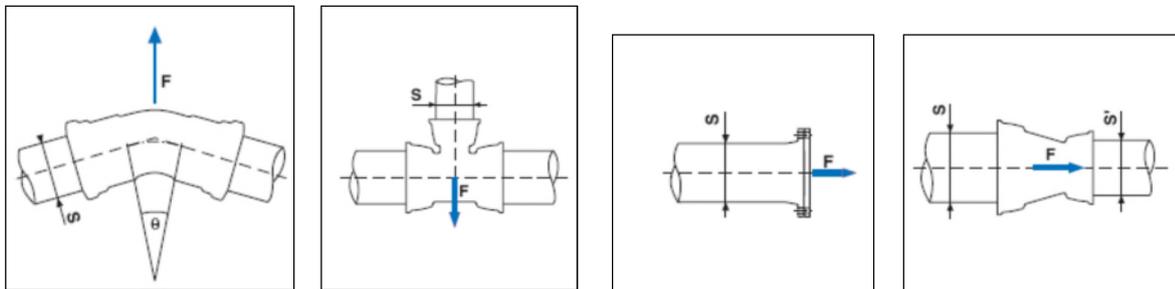
2.1 Descrizione

Le spinte idrauliche (e le forze che ne derivano) tendono a sfilare dalla propria sede i giunti dei raccordi e delle tubazioni, in prossimità di cambi di direzione, riduzioni di diametro (gomiti, ti, riduzioni, ecc.) ed estremità di una condotta che trasporta un fluido sotto pressione.

Le spinte possono essere notevoli e devono essere equilibrate da opportuni dispositivi di blocco o da blocchi di spinta.

Le forze di spinta idraulica compaiono in una condotta sotto pressione:

- a ogni cambio di direzione (gomiti, Ti);
- a ogni variazione di diametro (riduzioni);
- a ogni estremità (piastre piene).



Le forze di spinta idraulica possono essere calcolate con la formula generica:

$$F = K \cdot P \cdot S$$

F : forza di spinta (in N)

P : pressione interna massima (pressione di prova in cantiere) (in Pa)

S : sezione trasversale (interna per i giunti flangiati, esterna per tutti gli altri tipi) (in m²)

K : coefficiente, in funzione della geometria dell'elemento di condotta interessato

Piastre piene : $K = 1$

Coni di riduzione : $K = 1 - S' / S$ (dove S' è il più piccolo)

Gomiti d'angolo θ : $K = 2 \sin (\theta/2)$

$K = 1,414$ per i gomiti 1/4 (90°)

$K = 0,765$ per i gomiti 1/8 (45°)

$K = 0,390$ per i gomiti 1/16 (22° 30')

$K = 0,196$ per i gomiti 1/32 (11° 15')

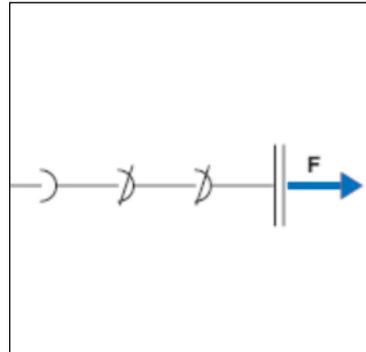
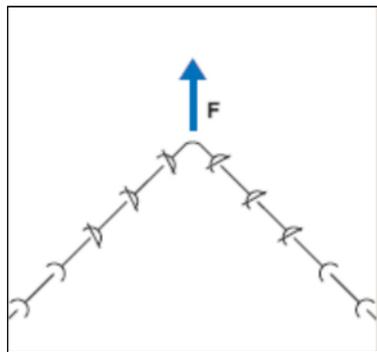
2.2 L'antisfilamento – Il Metodo Alabama

L'utilizzo di giunti a bicchiere antisfilamento è una tecnica alternativa ai blocchi di ancoraggio in calcestruzzo per l'assorbimento degli effetti delle spinte idrauliche.

Questa tecnica consiste nel bloccare i giunti, per una lunghezza sufficiente da una parte e dall'altra di un punto singolare della condotta, in modo da utilizzare le forze di attrito suolo/tubo per equilibrare la forza di spinta idraulica.

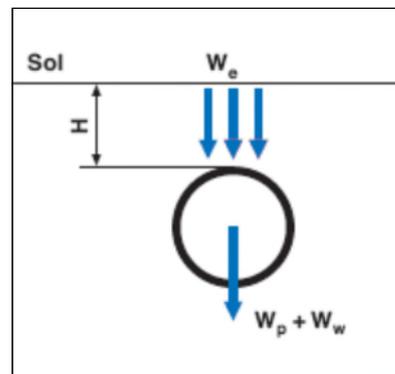
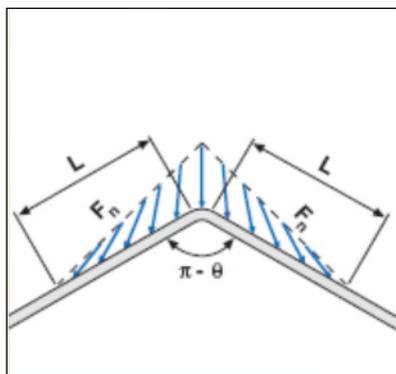
La soluzione con giunti antisfilamento permette di evitare la realizzazione dei blocchi di ancoraggio in calcestruzzo che molto spesso risulta complessa (terreni a bassa coesione, rischio di ritiro ulteriore, ingombro) e onerosa.

Il calcolo della lunghezza antisfilamento è indipendente dal sistema di bloccaggio utilizzato.



La lunghezza antisfilamento viene calcolata con la seguente formula:

$$L = \frac{P \cdot S}{F_n} \cdot \left(\frac{\pi}{2} - \frac{\theta}{2} \right) \cdot \text{tg} \frac{\theta}{2} \cdot c$$



dove:

L : lunghezza antisfilamento (m)

P : pressione di prova in cantiere (Pa)

S : sezione trasversale (m²)

θ : angolo del gomito (radianti)

F_n : forza di attrito per metro di tubo (in N/m)

c : coefficiente di sicurezza (1,2 in generale)

$$F_n = K \cdot f \cdot (2 W_e + W_p + W_w)$$

W_p : peso metrico del tubo vuoto (in N/m)

W_w : peso metrico dell'acqua (in N/m)

W_e : peso metrico del rinterro (in N/m)

f : coefficiente d'attrito suolo/tubo

K : coefficiente di ripartizione delle pressioni del rinterro attorno ai tubi (secondo compattazione $K =$ da 1,1 a 1,5)

$$W_e = \gamma \cdot H \cdot D \cdot \alpha_1$$

$\alpha_1 = 1$ (prova con giunti interrati)

$\alpha_1 = 2/3$ (prova con giunti scoperti)

D : diametro esterno del tubo (m)

H : altezza di ricoprimento (m)

$$f = \alpha_2 \operatorname{tg} (0,8 \Phi)$$

$\alpha_2 = 1$ (tubo rivestito zinco + vernice bituminosa)

Φ = angolo di attrito del terreno.

La lunghezza antisfilamento può essere interessata da un coefficiente di sicurezza, in funzione di quanto segue:

- accuratezza di posa
- qualità e compattazione del riporto
- incertezza delle caratteristiche fisiche del rinterro.

All'occorrenza, è utile tener conto della presenza parziale o meno della falda freatica, correggendo il peso del tubo pieno con la corrispondente spinta di Archimede.

2.3 Lunghezze antisfilo

Di seguito viene riportato il calcolo per le lunghezze antisfilamento delle condotte di progetto in ghisa sferoidale.

Le ipotesi per il calcolo sono le seguenti:

- Livello della falda = 2,00m sotto il livello campagna
- Altezza rinterro = 1,50m
- Angolo di attrito del terreno = 25°
- Peso specifico del terreno = $1,8 \text{ t/m}^3$
- Pressione = 10 bar
- Coefficiente di sicurezza = 1,5

Tubazione DN800

Curva 90° $L = 38,5 \text{ m}$

Curve 45° $L = 24,0 \text{ m}$

Curve $22,5^\circ$ $L = 13,4 \text{ m}$

Curve $11,25^\circ$ $L = 7,1 \text{ m}$

Tubazione DN700

Curva 90° L = 33,9 m

Tubazione DN600 (nell'ipotesi di rivestimento esterno con manicotto in polietilene non aderente)

Curva 90° L = 44,9 m

Curve 45° L = 27,9 m

Curve 22,5° L = 15,6 m

Curve 11,25° L = 8,3 m

Tubazione DN400

Curva 90° L = 20,2 m

Curve 45° L = 12,5 m

Curve 22,5° L = 7,0 m

Curve 11,25° L = 3,8 m

3. VERIFICA STATICA DELLE TUBAZIONI

3.1 Descrizione

In assenza di una normativa nazionale specifica calcoli di verifica statica delle tubazioni che seguiranno fanno riferimento a quanto esposto nell'appendice C e F della norma UNI EN 545:2010 e ai contenuti del fascicolo 70 CCTG.

La metodologia di calcolo trae origine dalla legislazione francese (fascicolo 70 n° 92 del 1° luglio 92 e successive modificazioni del 10/2003), e da una successiva norma EN a questa ispirata (EN 1295: - Design of buried pipelines under various condition of loading).

Tale documento richiama i principi base delle moderne tecnologie per la verifica statica delle tubazioni interrate, e sancisce la validità di alcune metodologie esistenti in ambito europeo, fra le quali il fascicolo 70.

3.2 Ipotesi di calcolo

I parametri utilizzati per ciò che concerne i terreni ed i sovraccarichi stradali sono quelli menzionati nel fascicolo 70; le caratteristiche dimensionali e meccaniche dei tubi in ghisa sferoidale interrate per uso acquedottistico e fognario sono desunte rispettivamente dalle norme europee EN 545 ed EN 598.

Vengono richiamate le normative di riferimento e vengono esposti tutti i parametri meccanici e dimensionali, nonché i limiti di utilizzo assunti nel calcolo. Lo schema del Fascicolo 70, sulla base del quale è stata effettuata la verifica, indica che la copertura minima delle condotte deve essere di 80 cm per ridurre al minimo i rischi di instabilità delle condotte stesse

I tubi interrati ricevono i carichi verticali derivanti dal terreno soprastante e dagli eventuali sovraccarichi, con un effetto di ovalizzazione più o meno marcato in funzione della rigidità anulare del tubo e dell'entità stessa dei carichi. In questo sistema si inserisce la reazione del terreno circostante, che viene assimilato ad un mezzo elastico le cui caratteristiche meccaniche dipendono dai parametri geotecnici del terreno naturale e di rinterro, nonché dalle modalità di posa in opera del rinterro stesso. In funzione del rapporto fra rigidità anulare del

tubo e rigidità del terreno può instaurarsi o meno un meccanismo di collaborazione da parte del terreno circostante al tubo che, contrastando l'eventuale ovalizzazione, contribuisce alla statica del tubo. Quando tale meccanismo di collaborazione statica del terreno si instaura, il comportamento del tubo viene definito "flessibile", in caso contrario il comportamento è rigido/semi-rigido.

Pertanto nel presente contesto in comportamento rigido o flessibile non è una proprietà intrinseca del tubo legata alla maggiore o minore deformabilità dello stesso, bensì un comportamento dipendente dal rapporto fra la rigidità del tubo e quella del terreno.

3.3 Classificazione del terreno

La metodologia suddivide il terreno in tre zone: il terreno naturale, il terreno di rinfianco ed il terreno di rinterro propriamente detto. In particolare il rinfianco rappresenta il terreno che interagisce direttamente con la tubazione e per il quale occorre osservare in fase di posa le prescrizioni che emergono dal calcolo.

Nel caso di tubazioni rigide (parametro $RIG > 0$) il terreno di rinfianco comprende il letto di posa ed è limitato superiormente dal livello baricentrico della tubazione. Nel caso di tubazioni flessibili (parametro $RIG < 0$) per le quali l'interazione con il terreno laterale riveste un ruolo determinante, il rinterro si estende fino a 10-15 cm al di sopra della generatrice superiore del tubo.

Il rinterro propriamente detto rappresenta la porzione di terreno di riempimento al di sopra del rinfianco, fino alla superficie.

La metodologia classifica i terreni in sei gruppi secondo la tabella seguente, ove ciascun gruppo presenta delle caratteristiche geotecniche sensibilmente omogenee (valori del fascicolo 70: $\gamma_s = 18 \text{ KN/m}^3$ e $\nu_s = 0,3$) Il programma prevede la possibilità di utilizzare un terreno nel gruppo 6 nella misura in cui le indagini geotecniche consentono di definire adeguatamente le caratteristiche del terreno.

Gruppi di terreni	Descrizione
1	Sabbie e ghiaie pulite o leggermente limose (elementi inferiori a 50 mm)
2	Sabbie, ghiaie limose o mediamente argillose
3	Morene, rocce alterate, terreni alluvionali grossolani
4	Limi, sabbie fini, arenarie, argille, marne più o meno plastiche ($I_p < 50$)
5a (1)	Argille e marne molto plastiche ($I_p > 50$); Materiali organici, solubili o inquinanti
5b (2)	Rocce evolutive: gesso, scisti, terreni compositi
6	Nel caso di studi geotecniche che defiscono le caratteristiche meccaniche del terreno in oggetto, occorre specificare: $\nu_s, \gamma_s, k_1, k_2, 2a$

Questi materiali non sono né utilizzabili nella zona di rinfianco, né nella zona di rinterro

Questi materiali non sono né utilizzabili nella zona di rinfianco, ma possono essere utilizzati nella zona di rinterro.

Parallelamente a questa classificazione, sono definite tre modalità esecutive del rinterro della trincea, le quali permettono di definire il modulo del terreno utilizzato nei calcoli, unitamente agli angoli di appoggio ed al coefficiente di pressione orizzontale.

- Non compattato (NC): Non si fa affidamento su appropriati mezzi di compattazione, o comunque questi non sono oggetto di controlli e verifiche.
- Compattato controllato (CC): Controllo dei mezzi di compattazione messi in opera. In questo caso l'esecutore deve sottoporre alla Direzione Lavori le modalità esecutive e le giustificazioni delle disposizioni previste per la compattazione.
- Compattato, controllato e verificato (CCV): Come sopra, ed in più verifica della compattazione ottenuta ($\geq 90\%$ OPN) OPN = Optimum Proctor Normal

Valori di Es in funzione dei gruppi di terreno e della qualità di compattazione:

GRUPPI DI TERRENO		NON COMPATTATO ES (MPa)	COMPATTATO CONTROLLATO ES (MPa)	COMPATTATO CONTROLLATO E VERIFICATO ES (MPa)
1	(1)	0,70	2,00	5,00
2	(1)	0,60	1,20	3,00
3	(1)	0,50	1,00	2,50
4	(1)	< 0,3	0,60	0,60
5b	(2)	Materiali non utilizzabili in zona di rinfianco		
(1) Zona di rinfianco o di rinterro propriamente detta				
(2) Zona di rinterro propriamente detta, solamente				

Valori di k2 (coefficiente di pressione orizzontale) e 2a (angolo di appoggio) in funzione dei gruppi di terreno e della qualità della compattazione della zona di rinfianco:

GRUPPI DI TERRENO	NON COMPATTATO		COMPATTATO CONTROLLATO		COMPATTATO CONTROLLATO E VERIFICATO	
	K2	2a	K2	2a	K2	2a
1 - 2	0,15	60	0,35	90	0,50	120
3	0	60	0,15	90	0,15	120
4	0	60	0	60	0	60
5b	Materiali non utilizzabili					

In caso di presenza di falda freatica nella zona di posa, o di armatura dello scavo, le caratteristiche dei terreni vengono corrette da opportuni coefficienti.

3.4 Influenza dell'armatura dello scavo

I valori dei coefficienti C'E, C2a e Ck2 variano in funzione delle modalità di estrazione dell'armatura dello scavo, e dello spessore di questa, in rapporto allo spazio disponibile fra tubazione ed armatura. Tali coefficienti, identici tra loro, si applicano rispettivamente ai parametri Es, 2a e k2.

Valori dei coefficienti C'E, C2a e Ck2 in caso di armatura dello scavo:

Modalità di estrazione del cassero	$(B - D_e)/b \leq 6$	$6 < (B - D_e)/b < 6$	$(B - D_e)/b \geq 6$
cassero estratto per strati di rinterro, prima della compattazione	1	1	1
cassero estratto per strati di rinterro, dopo la compattazione	0,6	$2 (B - D_e)/100b + 0,48$	1
cassero estratto dopo il completo rinterro della trincea	0,2	$4 (B - D_e)/100b - 0,04$	1

B: Larghezza fuori tutto della trincea

De: diametro esterno della condotta

b: spessore utile dell'armatura (in caso di assenza di informazioni precise, si assumerà $b=0,10$ m)

Il coefficiente k1 rappresenta il rapporto fra la tensione tangenziale che si realizza sulle pareti della trincea fra terreno naturale e terreno di riporto, e la pressione verticale.

Viene assunto pari a 0,15 per tutti i terreni.

Valore del coefficiente minorativo Ck1 applicato al coefficiente k1 in caso di armatura dello scavo, in funzione delle diverse modalità di estrazione del cassero.

MODALITA' DI ESTRAZIONE DEL CASSERO	Ck1
Cassero estratto per strati di rinterro, prima della compattazione	1
Cassero estratto per strati di rinterro, dopo la compattazione	0,6
Cassero estratto dopo il completo rinterro della trincea	0,2

3.5 Determinazione delle azioni

Prima di determinare l'insieme delle sollecitazioni agenti sulla tubazione, viene calcolato il parametro "criterio di rigidità RIG", per individuare il comportamento del tubo nel suo ambiente:

- $RIG > 0$: tubo considerato rigido;
- $RIG \leq 0$: tubo considerato flessibile.

Le azioni da considerare sono:

- La pressione verticale del terreno pr dovuta al rinterro. Il calcolo è svolto utilizzando il modello di Martson nel caso di comportamento rigido, mentre in casi di comportamento flessibile viene assunto direttamente il prisma di terreno gravante sul tubo.
- La pressione verticale agente sul tubo dovuta ai carichi di esercizio, quali i carichi mobili stradali per, i carichi permanenti pep, o di cantiere pec. Le azioni dovute ai carichi stradali sono valutate assumendo il transito di due autocarri affiancati con un carico per asse di 12 t, secondo lo schema di carico riportato in allegato 2;
- La pressione orizzontale ph esercitata dal rinterro e dai carichi di esercizio.
- La pressione idrostatica esterna pwe dovuta all'eventuale presenza di falda freatica.

- Il peso proprio del tubo.
- Il peso proprio dell'acqua trasportata, da prendere in conto per le tubazioni di DN \geq 1000 mm, introdotto per mezzo dei carichi permanenti. Viene incrementato il sovraccarico permanente po della quantità:

Nella valutazione delle azioni viene applicato il coefficiente di sicurezza $\gamma_A = 1,25$, proprio della metodologia. Determinate queste azioni, vengono calcolate le sollecitazioni agenti sulla tubazione, e vengono effettuate le seguenti verifiche a breve e lungo termine: stabilità dell'equilibrio elastico, ovalizzazione, resistenza.

3.6 Verifica allo stato limite di esercizio

$$p_{cr} \geq \gamma F P$$

P = pressione esterna media

P_{cr} = pressione critica di instabilità

γF = Coefficiente di sicurezza (= 2,5)

3.7 Verifica dell'ovalizzazione allo stato limite di esercizio

L'ovalizzazione calcolata viene confrontata con il valore limite per i tubi in ghisa sferoidale pari al 4%, fissato dalla metodologia.

3.8 Verifica tensionale

$$\sigma \geq \gamma M \sigma_u$$

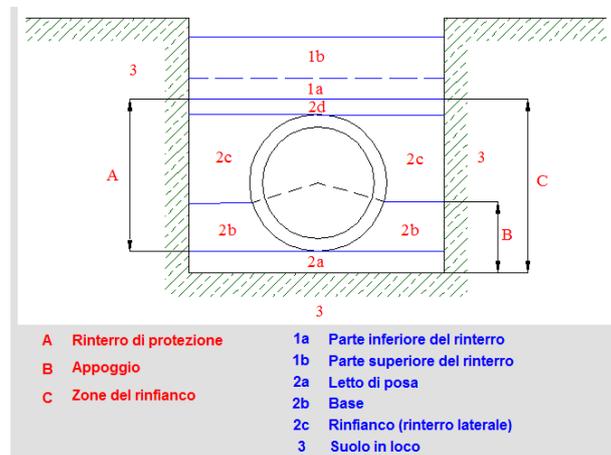
σ = tensione caratteristica garantita pari a 420 Mpa per la ghisa sferoidale

σ_u = tensione ultima calcolata

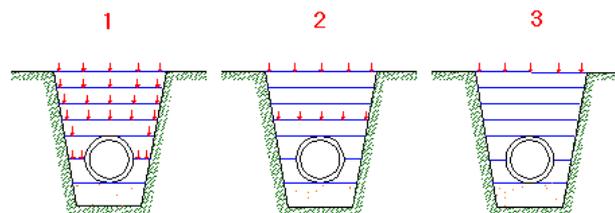
γM = coefficiente di sicurezza pari a 1,2 per la ghisa sferoidale

3.9 Geometrie e parametri

Definizione delle zone



Tipo di compattazione



1 *Compattato, controllato e validato q5*

controllo dei mezzi di compattazione e verifica per ottenere il livello di addensamento q5

Compattato, controllato e validato q4

controllo dei mezzi di compattazione e verifica per ottenere il livello di addensamento q4

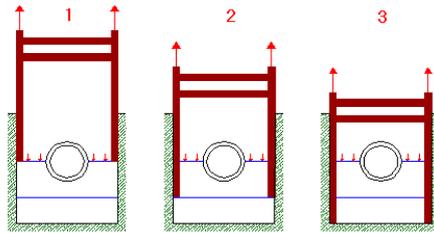
2 *compattato, controllato e non validato*

Control of the means of compaction. In this case, the contractor submits to the project manager for opinion the execution mode and the document in proof of the provisions planned for the compaction

3 *messa in opera non controllata*

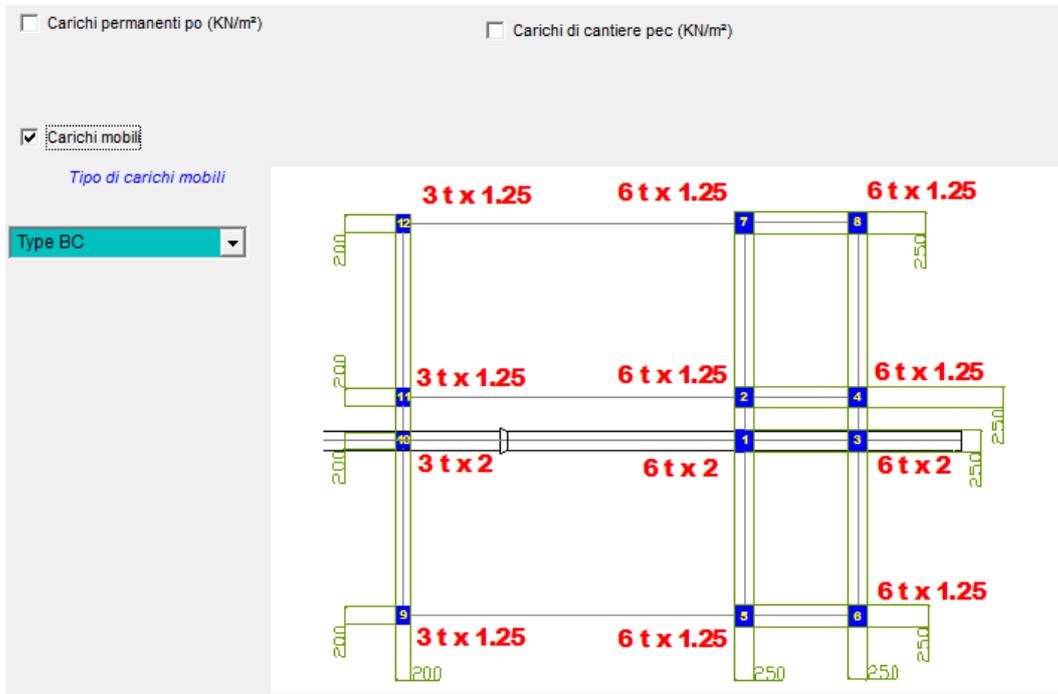
Facendone l'oggetto di nessun controllo o verifica

Tipo di blindaggio



- 1** Cassero estratto per strati di rinterro, prima della compattazione
- 2** Cassero estratto per strati di rinterro, dopo la compattazione
- 3** Cassero estratto dopo il completo rinterro della trincea
- S** Senza blindaggio
- C** Cassone d'armatura: costituito da una cellula che comprende 2 pannelli metallici a struttura leggera e 4 martinetti
- CR** Cassone d'armatura con rialzo: costituito da una cellula che comprende 2 pannelli metallici a struttura rinforzata, 4 martinetti per la cellula di base e 2 martinetti per il rialzo.
- CSG** Shoring sliding in a simple slide: constituted of a cell including 2 metal panels sliding in the ganties of end. Each gantry consists of 2 metal posts with simple slide buttoned by jacks.
- CDG** Shoring sliding in double slide: constituted of a cell including 2 or 4 metal panels and one or 2 heighten elements sliding in the ganties of end. Each gantry consists of 2 metal posts with double slide buttoned by jacks.

Carichi esterni



3.10 Verifica tubazione DN800 su sedime stradale

Si riportano di seguito gli output di calcolo per il caso di tubazione DN 800 mm.

Le immagini che seguono illustrano le opzioni di calcolo scelte per i vari parametri di input, sulla base delle condizioni idrogeologiche, geotecniche ed applicative locali, scegliendo, fra la grande variabilità dei parametri incontrati lungo il tracciato, i valori più conservativi.

Materiale **Fonte AEP**

Tipo di tubo **C25**

Diametro nominale **800**

Caratteristiche del tubo

Spessore di calcolo (mm)	8,55
Diametro medio (mm)	833,5
difetto geometrico iniziale (mm)	1,60
Modulo di elasticità Istantaneo (MPa)	170000
Modulo di elasticità differito (MPa)	170000
RASi (kN/m ²)	16,3
RASv (kN/m ²)	16,3

Suolo in posto

G1 sabbie e ghiaie

G2 Sabbie e ghiaie poco argillose

G3 Sabbie e ghiaie ricche di silice, limi poco plastici, sabbie fini poco inquinate

G4 Sabbie e ghiaie da argillose a molto argillose, sabbie fini argillose, limi argillosi e marne poco plastiche

G5 Argille e argille marnose, limi molto plastici

da 16 a 22 kN/m³

Peso del terreno secco (KN/m³) **18,00**

Definizione delle zone

Rinterro accurato

G1 sabbie e ghiaie

G2 Sabbie e ghiaie poco argillose

G3 Sabbie e ghiaie ricche di silice, limi poco plastici, sabbie fini poco inquinate

G4 Sabbie e ghiaie da argillose a molto argillose, sabbie fini argillose, limi argillosi e marne poco plastiche

Rinfianco con ghiaiaetto

auto-compattante

Parametri di calcolo prima di correzione

Angolo di appoggio (°)	90,00
Modulo del rinterro (MPa)	2,00
Coefficiente rapporto terreno naturale/terreno	0,15
coefficiente di pressione orizzontale K2	0,35
Modulo del terreno naturale Ec3 (MPa)	3,00

Livello di messa in opera

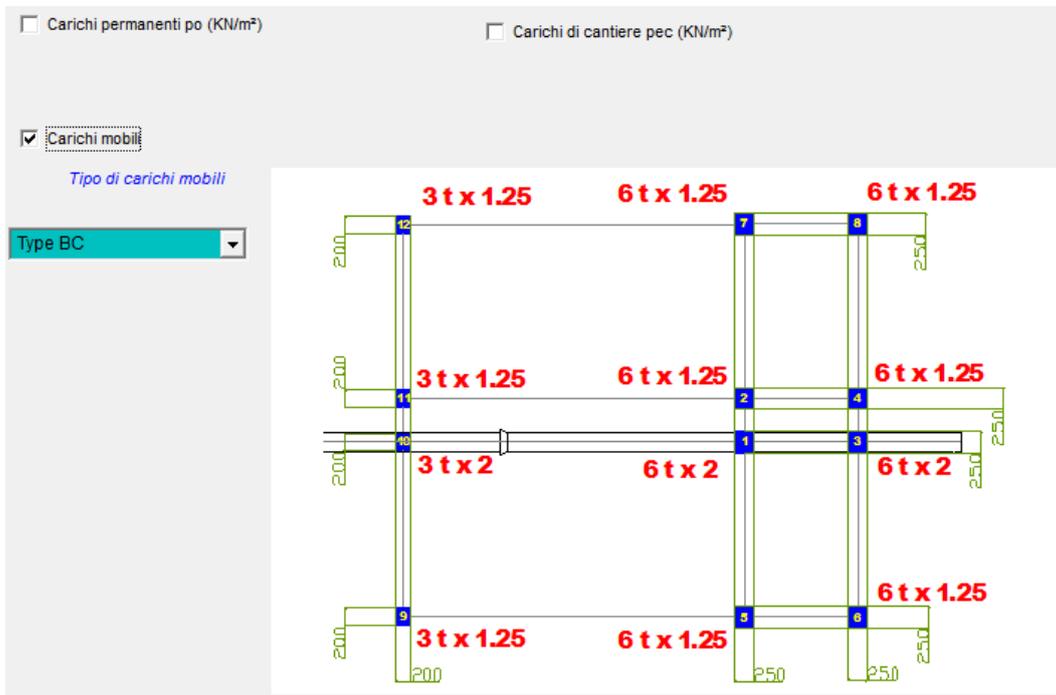
non controllato

Compattato, controllato, non verificato

Compattato, controllato e verificato q5

Compattato, controllato e verificato q4

Tipo di compattazione



Altezza di rinterro (m)

Posa in trincea

Larghezza trincea (m)

Larghezza minima trincea (m)

Altezza letto di posa (m)

Presenza di falda freatica

livello della fald arispetto alla generatrice superiore del tubo

peso volumetrico del terreno in falda (kN/m3)

Coefficiente minorativo CE

protezione con geotessile

modulo del suolo con l'influenza del suolo naturale

No

Si

Parametri di calcolo dopo correzione

Angolo di appoggio (°)	60,000
Modulo del rinterro (MPa)	0,700
Coefficiente rapporto terreno naturale/terreno	0,150
coefficiente di pressione orizzontale K2	0,150
Coefficiente di Poisson del suolo	0,300

Blindaggio

Tipo di blindaggio

Margine (m)

modo di ritiro blindaggio

Cassero estratto per strati di rinterro, prima della compattazione

Cassero estratto per strati di rinterro, dopo la compattazione

Cassero estratto dopo il completo rinterro della trincea

Coefficiente minorativo C'E

Coefficiente minorativo C'k1

Carichi applicati (kN/m ²)	
Pressione del rinterro Pr	20,00
Pressione dovuta ai carichi mobili stradali P _{oc}	44,86
pressione dovuta ai carichi permanenti P _{ep}	0,00
Pressione dovuta ai carichi di cantiere P _{ec}	0,00
Carichi di sfruttamento P _e	44,86
Pressione verticale totale P _v	64,86
Pressione orizzontale P _h	22,70
Pressione di tensione media P _{con}	49,99
Pressione idrostatica esterna P _{we}	6,21

Stato limite (kN/m ²)	
Coefficiente d'amplificazione dei carichi	
γ_A	1,00
Pressione verticale ultima P_{v_ultima}	
	64,86
Pressione di tensione ultima P_{con_ultima}	
	49,99
<i>comportamento delle tubi</i>	
Istantaneo	Differita
Flessibile	Flessibile

Stato limite di resistenza				
	Risultati	Limite materiale	Sicurezza	Sicurezza minima
forza portante (kN)				
Tensione (Mpa)	72,48	500,00	6,90	1,20 γ_M
Momento (kN.m)				

Stato limite ultimo di Stabilità				
	Risultati	Limite materiale	Sicurezza	Sicurezza minima
Stabilità (kN/m ²)	49,99	1124,06	22,49	2,50 γ_F

Stato Limite di Servizio				
	Risultati	Limite materiale	Sicurezza	Sicurezza minima
Forza di fessurazione (kN)				
Ovalizzazione (%)				
Istantaneo	1,24	4,00	3,23	1,00
Differita	1,24	4,00	3,23	
Allungamento (%)				
Istantaneo				
Differita				

La tabella evidenzia i risultati del calcolo di verifica dove si evidenziano i seguenti valori:

- Coefficiente di sicurezza relativo allo stato limite di resistenza: 6,90 (rispetto al valore minimo ammesso di 1,20);
- Coefficiente di sicurezza relativo allo stato limite di stabilità: 22,49 (rispetto al valore minimo ammesso di 2,50);
- Coefficiente di sicurezza relativo allo stato limite di servizio (ovalizzazione): 3,23 (rispetto al valore minimo ammesso di 1,00).

3.11 Verifica tubazione DN700 su sedime stradale

Si riportano di seguito gli output di calcolo per il caso di tubazione DN 700 mm.

Le immagini che seguono illustrano le opzioni di calcolo scelte per i vari parametri di input, sulla base delle condizioni idrogeologiche, geotecniche ed applicative locali, scegliendo, fra la grande variabilità dei parametri incontrati lungo il tracciato, i valori più conservativi.

Materiale	Fonte AEP
Tipo di tubo	C25
Diametro nominale	700

Caratteristiche del tubo

Spessore di calcolo (mm)	7,80		
Diametro medio (mm)	730,2		
difetto geometrico iniziale (mm)	1,55		
Modulo di elasticità Istantaneo (MPa)	170000		
Modulo di elasticità differito (MPa)	170000		
RASi (kN/m ²)	18,4	RASv (kN/m ²)	18,4

<p>Suolo in posto</p> <p><input type="radio"/> G1 sabbie e ghiaie</p> <p><input type="radio"/> G2 Sabbie e ghiaie poco argillose</p> <p><input type="radio"/> G3 Sabbie e ghiaie ricche di silice, limi poco plastici, sabbie fini poco inquinate</p> <p><input checked="" type="radio"/> G4 Sabbie e ghiaie da argillose a molto argillose, sabbie fini argillose, limi argillosi e marne poco plastiche</p> <p><input type="radio"/> G5 Argille e argille marnose, limi molto plastici</p>	<p>Rinterro accurato</p> <p><input checked="" type="radio"/> G1 sabbie e ghiaie</p> <p><input type="radio"/> G2 Sabbie e ghiaie poco argillose</p> <p><input type="radio"/> G3 Sabbie e ghiaie ricche di silice, limi poco plastici, sabbie fini poco inquinate</p> <p><input type="radio"/> G4 Sabbie e ghiaie da argillose a molto argillose, sabbie fini argillose, limi argillosi e marne poco plastiche</p> <p><input type="radio"/> Rinfiacco con ghiaiaetto</p> <p><input type="radio"/> auto-compattante</p>										
da 16 a 22 kN/m ³											
<p>Peso del terreno secco (KN/m³) 18,00</p>											
<p>Parametri di calcolo prima di correzione</p> <table border="1"> <tr> <td>Angolo di appoggio (°)</td> <td>90,00</td> </tr> <tr> <td>Modulo del rinterro (MPa)</td> <td>2,00</td> </tr> <tr> <td>Coefficiente rapporto terreno naturale/terreno</td> <td>0,15</td> </tr> <tr> <td>coefficiente di pressione orizzontale K2</td> <td>0,35</td> </tr> <tr> <td>Modulo del terreno naturale Ec3 (MPa)</td> <td>3,00</td> </tr> </table>	Angolo di appoggio (°)	90,00	Modulo del rinterro (MPa)	2,00	Coefficiente rapporto terreno naturale/terreno	0,15	coefficiente di pressione orizzontale K2	0,35	Modulo del terreno naturale Ec3 (MPa)	3,00	<p>Livello di messa in opera</p> <p><input type="radio"/> non controllato</p> <p><input checked="" type="radio"/> Compattato, controllato, non verificato</p> <p><input type="radio"/> Compattato, controllato e verificato q5</p> <p><input type="radio"/> Compattato, controllato e verificato q4</p>
Angolo di appoggio (°)	90,00										
Modulo del rinterro (MPa)	2,00										
Coefficiente rapporto terreno naturale/terreno	0,15										
coefficiente di pressione orizzontale K2	0,35										
Modulo del terreno naturale Ec3 (MPa)	3,00										
<p>Definizione delle zone</p> <p>Tipo di compattazione</p>											

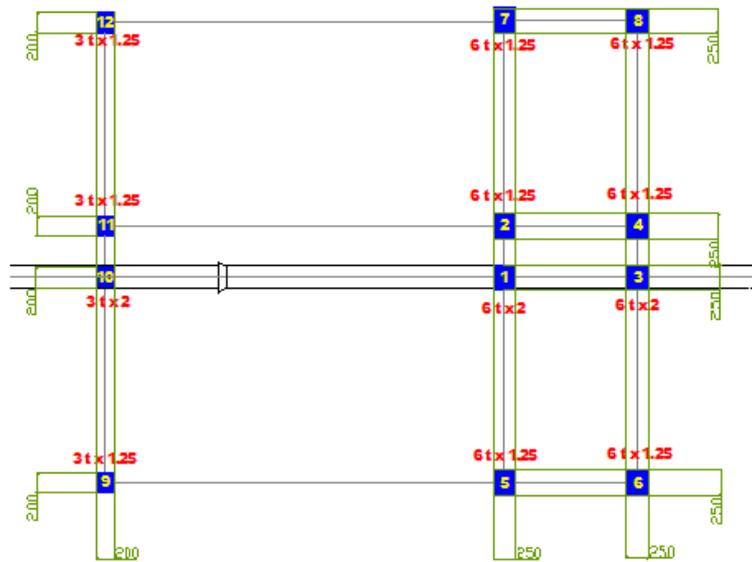
Carichi permanenti po (KN/m²)

Carichi di cantiere pec (KN/m²)

Carichi mobili

Tipo di carichi mobili

Type BC



Altezza di rinterro (m)

1,20

Posa in trincea

Larghezza trincea (m)

1,7

Larghezza minima trincea (m)

1,938

Altezza letto di posa (m)

0,2

Presenza di falda freatica

Falda freatica

livello della falda rispetto alla generatrice superiore del tubo

0,20

peso volumetrico del terreno in falda (kN/m³)

10,00

Coefficiente minorativo CE

1,00

protezione con geotessile

modulo del suolo con l'influenza del suolo naturale

No

E^c2 prima della modifica (MPa)

2,00

Si

Es dopo modifica (MPa)

2,000

Parametri di calcolo dopo correzione

Angolo di appoggio (°)

90,000

Modulo del rinterro (MPa)

2,000

Coefficiente rapporto terreno naturale/terreno

0,150

coefficiente di pressione orizzontale K2

0,350

Coefficiente di Poisson del suolo

0,300

Blindaggio

Tipo di blindaggio

C

Tipo di blindaggio

Margine (m)

0,60

modo di ritiro blindaggio

Cassero estratto per strati di rinterro, prima della compattazione

Cassero estratto per strati di rinterro, dopo la compattazione

Cassero estratto dopo il completo rinterro della trincea

Coefficiente minorativo C'E

1,00

Coefficiente minorativo C'k1

1,00

Carichi applicati (KN/m ²)	
Pressione del rinterro Pr	20,00
Pressione dovuta ai carichi mobili stradali P _{mob}	45,42
pressione dovuta ai carichi permanenti P _{ep}	0,00
Pressione dovuta ai carichi di cantiere P _{ec}	0,00
Carichi di sfruttamento P _e	45,42
Pressione verticale totale P _v	65,42
Pressione orizzontale P _h	22,90
Pressione di tensione media P _{con}	49,85
Pressione idrostatica esterna P _{we}	5,69

Stato limite (kN/m ²)	
Coefficiente d'amplificazione dei carichi	
γ_A	1,00
Pressione verticale ultima P _{v_ultima}	
	65,42
Pressione di tensione ultima P _{con_ultima}	
	49,85
comportamento dle tubo	
Istantaneo	Differita
Flessibile	Flessibile

Stato limite di resistenza				
	Risultati	Limite materiale	Sicurezza	Sicurezza minima
forza portante (kN)				
Tensione (Mpa)	72,78	500,00	6,87	1,20 γ_M
Momento (KN.m)				

Stato limite ultimo di Stabilità				
	Risultati	Limite materiale	Sicurezza	Sicurezza minima
Stabilità (kN/m ²)	49,85	1174,65	23,56	2,50 γ_F

Stato Limite di Servizio				
	Risultati	Limite materiale	Sicurezza	Sicurezza minima
Forza di fessurazione (KN)				
Ovalizzazione (%)				
Istantaneo	1,19	3,80	3,18	
Differita	1,19	3,80	3,18	
Allungamento (%)				1,00
Istantaneo				
Differita				

La tabella evidenzia i risultati del calcolo di verifica dove si evidenziano i seguenti valori:

- Coefficiente di sicurezza relativo allo stato limite di resistenza: 6,87 (rispetto al valore minimo ammesso di 1,20);
- Coefficiente di sicurezza relativo allo stato limite di stabilità: 23,56 (rispetto al valore minimo ammesso di 2,50);
- Coefficiente di sicurezza relativo allo stato limite di servizio (ovalizzazione): 3,18 (rispetto al valore minimo ammesso di 1,00).

3.12 Verifica tubazione DN600 su sedime stradale

Si riportano di seguito gli output di calcolo per il caso di tubazione DN 600 mm.

Le immagini che seguono illustrano le opzioni di calcolo scelte per i vari parametri di input, sulla base delle condizioni idrogeologiche, geotecniche ed applicative locali, scegliendo, fra la grande variabilità dei parametri incontrati lungo il tracciato, i valori più conservativi.

Materiale	Fonte AEP
Tipo di tubo	C30
Diametro nominale	600

Caratteristiche del tubo

Spessore di calcolo (mm)	7,75		
Diametro medio (mm)	627,3		
difetto geometrico iniziale (mm)	1,50		
Modulo di elasticità Istantaneo (MPa)	170000		
Modulo di elasticità differito (MPa)	170000		
RASi (kN/m ²)	28,5	RASv (kN/m ²)	28,5

Suolo in posto <ul style="list-style-type: none"><input type="radio"/> G1 sabbie e ghiaie<input type="radio"/> G2 Sabbie e ghiaie poco argillose<input type="radio"/> G3 Sabbie e ghiaie ricche di silice, limi poco plastici, sabbie fini poco inquinate<input checked="" type="radio"/> G4 Sabbie e ghiaie da argillose a molto argillose, sabbie fini argillose, limi argillosi e marne poco plastiche<input type="radio"/> G5 Argille e argille marnose, limi molto plastici	Rinterro accurato <ul style="list-style-type: none"><input checked="" type="radio"/> G1 sabbie e ghiaie<input type="radio"/> G2 Sabbie e ghiaie poco argillose<input type="radio"/> G3 Sabbie e ghiaie ricche di silice, limi poco plastici, sabbie fini poco inquinate<input type="radio"/> G4 Sabbie e ghiaie da argillose a molto argillose, sabbie fini argillose, limi argillosi e marne poco plastiche<input type="radio"/> Rinfiacco con ghiaiaetto<input type="radio"/> auto-compattante										
da 16 a 22 kN/m ³											
Peso del terreno secco (KN/m ³)	18,00										
Definizione delle zone											
Parametri di calcolo prima di correzione <table border="1"><tr><td>Angolo di appoggio (°)</td><td>90,00</td></tr><tr><td>Modulo del rinterro (MPa)</td><td>2,00</td></tr><tr><td>Coefficiente rapporto terreno naturale/terreno</td><td>0,15</td></tr><tr><td>coefficiente di pressione orizzontale K2</td><td>0,35</td></tr><tr><td>Modulo del terreno naturale Ec3 (MPa)</td><td>3,00</td></tr></table>	Angolo di appoggio (°)	90,00	Modulo del rinterro (MPa)	2,00	Coefficiente rapporto terreno naturale/terreno	0,15	coefficiente di pressione orizzontale K2	0,35	Modulo del terreno naturale Ec3 (MPa)	3,00	Livello di messa in opera <ul style="list-style-type: none"><input type="radio"/> non controllato<input checked="" type="radio"/> Compattato, controllato , non verificato<input type="radio"/> compactato, controllato e verificato q5<input type="radio"/> compactato, controllato e verificato q4
Angolo di appoggio (°)	90,00										
Modulo del rinterro (MPa)	2,00										
Coefficiente rapporto terreno naturale/terreno	0,15										
coefficiente di pressione orizzontale K2	0,35										
Modulo del terreno naturale Ec3 (MPa)	3,00										
Tipo di compattazione											

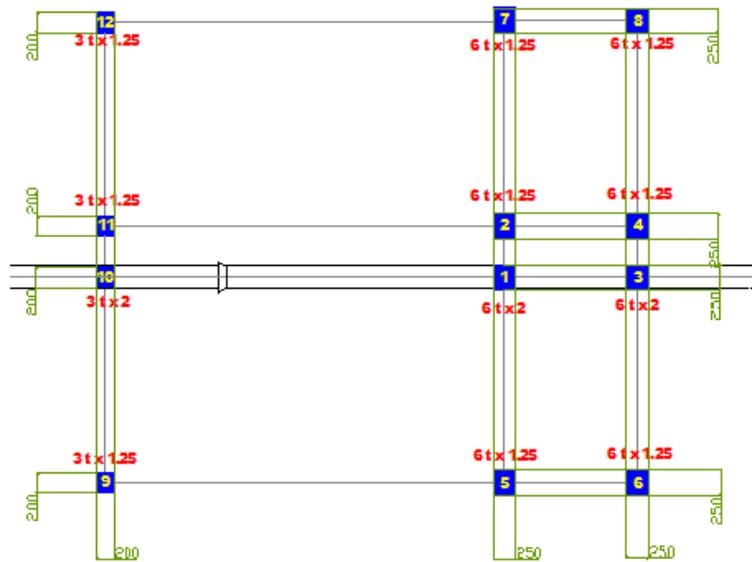
Carichi permanenti po (KN/m²)

Carichi di cantiere pec (KN/m²)

Carichi mobili

Tipo di carichi mobili

Type BC



Altezza di rinterro (m)

1,20

Posa in trincea

Larghezza trincea (m)

1,6

Larghezza minima trincea (m)

1,735

Altezza letto di posa (m)

0,2

Presenza di falda freatica

Falda freatica

livello della falda rispetto alla generatrice superiore del tubo

0,20

peso volumetrico del terreno in falda (kN/m3)

10,00

Coefficiente minorativo CE

1,00

protezione con geotessile

modulo del suolo con l'influenza del suolo naturale

No

E^c2 prima della modifica (MPa)

2,00

Si

Es dopo modifica (MPa)

2,000

Parametri di calcolo dopo correzione

Angolo di appoggio (°)

90,000

Modulo del rinterro (MPa)

2,000

Coefficiente rapporto terreno naturale/terreno

0,150

coefficiente di pressione orizzontale K2

0,350

Coefficiente di Poisson del suolo

0,300

Blindaggio

Tipo di blindaggio

C

Tipo di blindaggio

Margine (m)

0,55

modo di ritiro blindaggio

Cassero estratto per strati di rinterro, prima della compattazione

Cassero estratto per strati di rinterro, dopo la compattazione

Cassero estratto dopo il completo rinterro della trincea

Coefficiente minorativo C'E

1,00

Coefficiente minorativo C'k1

1,00

Carichi applicati (KN/m ²)	
Pressione del rinterro Pr	20,00
Pressione dovuta ai carichi mobili stradali D _{or}	45,92
pressione dovuta ai carichi permanenti Pep	0,00
Pressione dovuta ai carichi di cantiere Pec	0,00
Carichi di sfruttamento Pe	45,92
Pressione verticale totale Pv	65,92
Pressione orizzontale Ph	23,07
Pressione di tensione media Pcon	49,67
Pressione idrostatica esterna Pwe	5,18

Stato limite (kN/m ²)	
Coefficiente d'amplificazione dei carichi	
γ_A	1,00
Pressione verticale ultima Pv_ultima	
	65,92
Pressione di tensione ultima Pcon_ultima	
	49,67
comportamento dle tubo	
Istantaneo	Differita
Rigido	Rigido

Stato limite di resistenza				
	Risultati	Limite materiale	Sicurezza	Sicurezza minima
forza portante (kN)				
Tensione (Mpa)	69,91	500,00	7,15	1,20 γ_M
Momento (KN.m)				

Stato limite ultimo di Stabilità				
	Risultati	Limite materiale	Sicurezza	Sicurezza minima
Stabilità (kN/m ²)	49,67	1416,49	28,52	2,50 γ_F

Stato Limite di Servizio				
	Risultati	Limite materiale	Sicurezza	Sicurezza minima
Forza di fessurazione (KN)				
Ovalizzazione (%)				
Istantaneo	0,99	3,60	3,63	1,00
Differita	0,99	3,60	3,63	
Allungamento (%)				
Istantaneo				
Differita				

La tabella evidenzia i risultati del calcolo di verifica dove si evidenziano i seguenti valori:

- Coefficiente di sicurezza relativo allo stato limite di resistenza: 7,15 (rispetto al valore minimo ammesso di 1,20);
- Coefficiente di sicurezza relativo allo stato limite di stabilità: 28,52 (rispetto al valore minimo ammesso di 2,50);
- Coefficiente di sicurezza relativo allo stato limite di servizio (ovalizzazione): 3,63 (rispetto al valore minimo ammesso di 1,00).

3.13 Verifica tubazione DN400 su sedime stradale

Si riportano di seguito gli output di calcolo per il caso di tubazione DN 400 mm.

Le immagini che seguono illustrano le opzioni di calcolo scelte per i vari parametri di input, sulla base delle condizioni idrogeologiche, geotecniche ed applicative locali, scegliendo, fra la grande variabilità dei parametri incontrati lungo il tracciato, i valori più conservativi.

Materiale	Fonte AEP
Tipo di tubo	C30
Diametro nominale	400

Caratteristiche del tubo

Spessore di calcolo (mm)	5,65		
Diametro medio (mm)	423,4		
difetto geometrico iniziale (mm)	1,40		
Modulo di elasticità Istantaneo (MPa)	170000		
Modulo di elasticità differito (MPa)	170000		
RASi (kN/m2)	35,9	RASv (kN/m2)	35,9

Suolo in posto <ul style="list-style-type: none"><input type="radio"/> G1 sabbie e ghiaie<input type="radio"/> G2 Sabbie e ghiaie poco argillose<input type="radio"/> G3 Sabbie e ghiaie ricche di silice, limi poco plastici, sabbie fini poco inquinate<input checked="" type="radio"/> G4 Sabbie e ghiaie da argillose a molto argillose, sabbie fini argillose, limi argillosi e marne poco plastiche<input type="radio"/> G5 Argille e argille marnose, limi molto plastici	Rinterro accurato <ul style="list-style-type: none"><input checked="" type="radio"/> G1 sabbie e ghiaie<input type="radio"/> G2 Sabbie e ghiaie poco argillose<input type="radio"/> G3 Sabbie e ghiaie ricche di silice, limi poco plastici, sabbie fini poco inquinate<input type="radio"/> G4 Sabbie e ghiaie da argillose a molto argillose, sabbie fini argillose, limi argillosi e marne poco plastiche<input type="radio"/> Rinfianco con ghiaiaetto<input type="radio"/> auto-compattante										
<i>da 16 a 22 kN/m3</i>											
Peso del terreno secco (KN/m3) 18,00	Definizione delle zone										
Parametri di calcolo prima di correzione <table border="1"><tr><td>Angolo di appoggio (°)</td><td>90,00</td></tr><tr><td>Modulo del rinterro (MPa)</td><td>2,00</td></tr><tr><td>Coefficiente rapporto terreno naturale/terreno</td><td>0,15</td></tr><tr><td>coefficiente di pressione orizzontale K2</td><td>0,35</td></tr><tr><td>Modulo del terreno naturale Ec3 (MPa)</td><td>3,00</td></tr></table>	Angolo di appoggio (°)	90,00	Modulo del rinterro (MPa)	2,00	Coefficiente rapporto terreno naturale/terreno	0,15	coefficiente di pressione orizzontale K2	0,35	Modulo del terreno naturale Ec3 (MPa)	3,00	Livello di messa in opera <ul style="list-style-type: none"><input type="radio"/> non controllato<input checked="" type="radio"/> Compattato, controllato , non verificato<input type="radio"/> compactato, controllato e verificato q5<input type="radio"/> compactato, controllato e verificato q4 <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin-left: 20px;">Tipo di compattazione</div>
Angolo di appoggio (°)	90,00										
Modulo del rinterro (MPa)	2,00										
Coefficiente rapporto terreno naturale/terreno	0,15										
coefficiente di pressione orizzontale K2	0,35										
Modulo del terreno naturale Ec3 (MPa)	3,00										

Carichi applicati (KN/m²)	
Pressione del rinterro Pr	21,81
Pressione dovuta ai carichi mobili stradali Per	46,72
pressione dovuta ai carichi permanenti Pep	0,00
Pressione dovuta ai carichi di cantiere Pec	0,00
Carichi di sfruttamento Pe	46,72
Pressione verticale totale Pv	68,53
Pressione orizzontale Ph	23,98
Pressione di tensione media Pcon	50,40
Pressione idrostatica esterna Pwe	4,15

Stato limite (kN/m2)	
Coefficiente d'amplificazione dei carichi	
γ_A	1,00
Pressione verticale ultima Pv_ultima	
	68,53
Pressione di tensione ultima Pcon_ultima	
	50,40
<i>comportamento dle tubo</i>	
Istantaneo	Differita
Rigido	Rigido

Stato limite di resistenza				
	Risultati	Limite materiale	Sicurezza	Sicurezza minima
forza portante (kN)				
Tensione (Mpa)	69,88	500,00	7,16	1,20 γ_M
Momento (KN.m)				

Stato limite ultimo di Stabilità				
	Risultati	Limite materiale	Sicurezza	Sicurezza minima
Stabilità (kN/m2)	50,40	1594,39	31,63	2,50 γ_F

Stato Limite di Servizio				
	Risultati	Limite materiale	Sicurezza	Sicurezza minima
Forza di fessurazione (KN)				
Ovalizzazione (%)				
Istantaneo	0,92	3,20	3,48	1,00
Differita	0,92	3,20	3,48	
Allungamento (%)				
Istantaneo				
Differita				

La tabella evidenzia i risultati del calcolo di verifica dove si evidenziano i seguenti valori:

- Coefficiente di sicurezza relativo allo stato limite di resistenza: 7,16 (rispetto al valore minimo ammesso di 1,20);
- Coefficiente di sicurezza relativo allo stato limite di stabilità: 31,63 (rispetto al valore minimo ammesso di 2,50);
- Coefficiente di sicurezza relativo allo stato limite di servizio (ovalizzazione): 3,48 (rispetto al valore minimo ammesso di 1,00).