



Società Autostrada Tirrenica p.A.
GRUPPO AUTOSTRADALE PER L'ITALIA S.p.A.

AUTOSTRADA (A12) : ROSIGNANO – CIVITAVECCHIA LOTTO 2

TRATTO: SAN PIETRO IN PALAZZI – SCARLINO

PROGETTO DEFINITIVO

INFRASTRUTTURA STRATEGICA DI PREMINENTE INTERESSE
NAZIONALE LE CUI PROCEDURE DI APPROVAZIONE SONO REGOLATE
DALL' ART. 161 DEL D.LGS. 163/2006

VL – VIABILITA' INTERFERITE

OPERE D'ARTE MINORI TOMBINI CIRCOLARI

Relazione descrittiva e di calcolo

IL RESPONSABILE PROGETTAZIONE SPECIALISTICA Ing. Guido Furlanetto Ord. Ingg. Milano N.10984 RESPONSABILE UFFICIO STR	IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE Ing. Alessandro Alfì Ord. Ingg. Milano N. 20015 COORDINATORE GENERALE APS	IL DIRETTORE TECNICO Ing. Maurizio Torresi Ord. Ingg. Milano N. 16492 RESPONSABILE DIREZIONE SVILUPPO INFRASTRUTTURE
---	--	---

RIFERIMENTO ELABORATO										DATA:		REVISIONE			
	DIRETTORIO					FILE					FEBBRAIO 2011	n.	data		
	codice	commessa		N.Prog.		unita'		n. progressivo							
	1	2	1	2	1	2	0	1	STR	1	1	99	—		
											SCALA:				

ingegneria europea		ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI :	
		ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI :	
CONSULENZA A CURA DI :		IL RESPONSABILE UFFICIO/UNITA'	Ing. Guido Furlanetto O.I. Milano N.10984

RESPONSABILE DI COMMESSA Ing. Michele Parrella Ord. Ingg. Avellino N. 933 COORDINATORE OPERATIVO DI PROGETTO	VISTO DEL COMMITTENTE 	VISTO DEL CONCEDENTE
---	----------------------------------	---------------------------------

INDICE

INDICE	1
1. INTRODUZIONE.....	2
1.1 DESCRIZIONE GENERALE DELLE OPERE.	2
1.2 VITA NOMINALE E CLASSE D'USO DELLE OPERE	3
1.3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	3
1.4 MATERIALI	4
1.5 PARAMETRI GEOTECNICI.....	4
1.6 DEFINIZIONE DEI PARAMETRI SISMICI.....	5
1.7 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE	6
1.8 COEFFICIENTI SISMICI	7
2. ANALISI DEI CARICHI	8
2.1 CARICHI PERMANENTI	8
2.2 CARICO MOBILE	8
2.3 FRENAMENTO E FORZA CENTRIFUGA	9
2.4 CARICO TERMICO.....	9
2.5 CARICO IDROSTATICO	9
2.6 PRESSIONE GEOSTATICA.....	9
2.7 SPINTA SUI PIEDRITTI.....	9
3. TOMBINI CIRCOLARI DN < 1500 mm	11
3.1 ANALISI DEI CARICHI	12
3.2 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI.....	15
3.3 TUBO DIA 500	19
3.4 TUBO DIA 700	21
3.5 TUBO DIA 800	23
3.6 TUBO DIA 1000	25
3.7 TUBO DIA 1400	27

1. INTRODUZIONE

Nel presente elaborato descrittivo sono riportati i criteri progettuali e le verifiche strutturali eseguite per il dimensionamento e le verifiche di resistenza delle opere necessarie per l'adeguamento dei tombini in calcestruzzo armato di diametro fino a 1500 mm esistenti, alle esigenze del nuovo tracciato del lotto 2 della autostrada A12.

In ordine nella relazione sono descritte le opere in oggetto, sono riportate le norme adottate ed i materiali impiegati, vengono identificati i carichi agenti e in fine vengono riportate le verifiche nelle sezioni significative.

1.1 DESCRIZIONE GENERALE DELLE OPERE.

I tombini che necessitano di un intervento di adeguamento della loro lunghezza alle esigenze del nuovo tracciato e/o della nuova sezione trasversale sono sinteticamente elencati nella tabella seguente in ordine di progressiva:

LOTTO	IN	TB	prg.	TIPOLOGIA	DN
Lotto 2	IN03	TB01	130.97	Nuovo tombino	1000
Lotto 2	IN03	TB02	148.38	Nuovo tombino	1000
Lotto 2	IN03	TB03	177.21	Nuovo tombino	1000
Lotto 2	IN03	TB04	220.00	Nuovo tombino	1000
Lotto 2	IN03	TB05	490.60	Nuovo tombino	800
Lotto 2	IN03	TB06	552.12	Nuovo tombino	800
Lotto 2	IN10-2	TB01	20.83	Nuovo tombino	800
Lotto 2	IN08	TB01	44.99	Nuovo tombino	600
Lotto 2	IN08	TB02	124.60	Nuovo tombino	1000
Lotto 2	IN08	TB03	166.01	Nuovo tombino	800
Lotto 2	IN08	TB04	263.90	Nuovo tombino	800
Lotto 2	IN10-1	TB04	42.66	Nuovo tombino	800
Lotto 2	IN10-1	TB05	80.00	Nuovo tombino	1000
Lotto 2	IN14	TB01	494.80	Nuovo tombino	2x600
Lotto 2	IN14	TB02	673.96	Nuovo tombino	800
Lotto 2	IN14	TB03	676.67	Nuovo tombino	800
Lotto 2	IN14	TB04	1050.50	Nuovo tombino	800
Lotto 2	IN14	TB05	1062.12	Nuovo tombino	800
Lotto 2	IN14	TB06	1352.74	Nuovo tombino	1000
Lotto 2	IN14	TB07	1389.79	Nuovo tombino	800
Lotto 2	IN14	TB08	1463.72	Nuovo tombino	800
Lotto 2	IN14	TB09	1467.01	Nuovo tombino	800
Lotto 2	IN14	TB10	1573.16	Nuovo tombino	800
Lotto 2	IN14	TB11	1721.63	Nuovo tombino	800
Lotto 2	IN14	TB12	1954.75	Nuovo tombino	1200
Lotto 2	IN14	TB13	1967.65	Nuovo tombino	1200
Lotto 2	IN14	TB14	1995.22	Nuovo tombino	1000
Lotto 2	IN14	TB15	3221.49	Nuovo tombino	800
Lotto 2	IN17	TB01	145.75	Nuovo tombino	600
Lotto 2	IN17	TB02	176.68	Nuovo tombino	1000
Lotto 2	IN16	TB01	153.42	Nuovo tombino	1200
Lotto 2	IN14-b	TB01	122.68	Nuovo tombino	600

Lotto 2	IN14-b	TB02	129.83	Nuovo tombino	600
Lotto 2	IN20	TB02	433.03	Nuovo tombino	2x600
Lotto 2	IN20	TB03	89.39	Nuovo tombino	2x600
Lotto 2	IN36-1	TB01	-52.58	Nuovo tombino	2x600
Lotto 2	IN36-1	TB02	44.14	Nuovo tombino	1000
Lotto 2	IN36-1	TB03	243.81	Nuovo tombino	800
Lotto 2	IN36-1	TB04	1132.48	Nuovo tombino	1000
Lotto 2	IN36-2	TB01	94.77	Nuovo tombino	1000
Lotto 2	IN36-2	TB02	785.44	Nuovo tombino	1200
Lotto 2	IN36-2	TB03	805.31	Nuovo tombino	1200
Lotto 2	IN36-2	TB05	786.31	Nuovo tombino	1200
Lotto 2	IN10-2	TB02	80.00	Prolung. tombino	1000
Lotto 2	IN10-2	TB03	158.94	Prolung. tombino	1000
Lotto 2	IN10-1	TB06	422.33	Prolung. tombino	1000
Lotto 2	IN20	TB01	669.95	Prolung. tombino	1000
Lotto 2	IN36-3	TB01	90.66	Prolung. tombino	600
Lotto 2	IN36-2	TB04	1034.50	Prolung. tombino	1200

Le opere di imbocco e di sbocco sono costituite da muri d'ala perpendicolari al tombino per l'innesto del fosso di guardia e la tenuta del terreno di rilevato.

Gli elementi che saranno presi in esame nella presente relazione saranno:

La struttura il calcestruzzo armato del prolungamento del tombino.

1.2 VITA NOMINALE E CLASSE D'USO DELLE OPERE

Considerato che le opere oggetto della presente relazione sono opere ordinarie di normale importanza, le azioni di origine sismica sono state calcolate in riferimento ad una vita nominale di $V_N = 50$ anni.

In considerazione del fatto che i manufatti fanno parte di una rete viaria di tipo A, gli si attribuisce una classe d'uso IV ("Reti viarie di tipo A o B, di cui al D. M. 5 novembre 2001, n. 6792 [...]. Ponti e reti viarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico [...]").

L'attribuzione della classe d'uso IV, in combinazione con una vita nominale, si traduce nel considerare un periodo di riferimento dell'azione sismica $V_R = V_N \times C_U = 100$ anni.

1.3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le verifiche vengono effettuate nello spirito del metodo semiprobabilistico agli stati limite.

- Legge 5 Novembre 1971, N. 1086 – "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- Legge 2 Febbraio 1974, N. 64 – "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- D.M. 14 gennaio 2008 – pubblicato su S.O. n. 30 alla G.U. 4 febbraio 2008, n. 29 – "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni";
- UNI EN 11104 marzo 2004 – "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità", Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1;
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità";

- Eurocodice 2. Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- Model Code 1990, CEB-FIP.

1.4 MATERIALI

I manufatti in cemento armato della presente relazione sono stati assimilati a tombini circolari e/o tombini scatolari e per la loro costruzione sono stati adottati i seguenti materiali:

– CALCESTRUZZO PER GETTI IN OPERA –

Fondazione e/o Elevazione (vedi tabella materiali)

Classe di esposizione aggressive	XC4	(ciclicamente bagnato, e asciutto)
Apertura fessure per armatura poco sensibile	carico frequente	$\leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$
	Carico quasi permanente	$\leq w_1 = 0.20 \text{ mm}$
Conforme alla norma EN 206-1		
Classe di resistenza minima	C32/40	
Resistenza caratteristica a compressione R_{ck}	40	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	$f_{cd} = \alpha \times f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times 32 / 1.50 = 18.13 \text{ MPa}$	
Resistenza cilindrica media	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32 + 8 = 40 \text{ MPa}$	
Modulo elastico E	$E = 22000(f_{cm}/10)^{0.3} = 22000 \times (40/10)^{0.3} = 33345 \text{ MPa}$	
Resistenza media a trazione semplice $C \leq 50/60$	$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 0.30 \times 32^{2/3} = 3.02 \text{ MPa}$	
Resistenza media resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} = 1.2 \times f_{ctm} = 1.20 \times 3.02 = 3.62 \text{ MPa}$	
Coefficiente di dilatazione termica	1.20 E-05	
Classe di consistenza (slump)	S3	(100-150 mm)
Dimensione massima aggregato D_{max}	25 mm	
Contenuto minimo di cemento	300 Kg/mc	
Copriferro	40 mm	

– CALCESTRUZZO PER MAGRONE DI PULIZIA E LIVELLAMENTO

C 12/15 classe di resistenza.

– ACCIAIO PER ARMATURE ORDINARIE

Classe	B450C	
Tensione di snervamento nominale $f_{y,nom}$	450	MPa
Tensione di rottura nominale $f_{t,nom}$	540	MPa
Tensione di snervamento di progetto $f_{yd} = f_{yk} / \alpha_s$	$f_{yd} = 450 / 1.15 = 391 \text{ MPa}$	
Modulo elastico E	210000	MPa
Coefficiente di dilatazione termica	1.20 E-05	

1.5 PARAMETRI GEOTECNICI

È stata assunta per le opere in esame la seguente caratterizzazione geotecnica:

a) Terreni di ricoprimento e rilevato stradale

Peso volume	$\tilde{\alpha} = 18 \text{ kN/m}^3$
Peso volume saturo	$\tilde{\alpha}_s = 21 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito	$\phi = 32^\circ$
Coesione	0.000 MPa

b) Terreni di rinfiaccio

Peso volume	$\tilde{\alpha} = 18 \text{ kN/m}^3$
Peso volume saturo	$\tilde{\alpha}_s = 21 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito	$\phi = 30^\circ$
Coesione	0.000 MPa
Costante di Winkler	0.000 MPa/mm

b) terreno di fondazione dei manufatti scatolari

Peso volume	$\tilde{\alpha} = 18 \text{ kN/m}^3$		
Peso volume saturo	$\tilde{\alpha}_s = 21 \text{ kN/m}^3$		
Angolo di attrito	$\phi = 30^\circ$		
Angolo di attrito terreno struttura	$\tilde{\alpha} = 0^\circ$		
Coesione	0.000	MPa	
Costante di Winkler	0.015	MPa/mm	1500 t/mc
Pressione ammissibile	0.200	MPa	(2 kg/cm2)

Dalle indicazioni sui luoghi non si riscontra la presenza di falda.

1.6 DEFINIZIONE DEI PARAMETRI SISMICI

L'azione sismica adottata fa riferimento ai seguenti parametri:

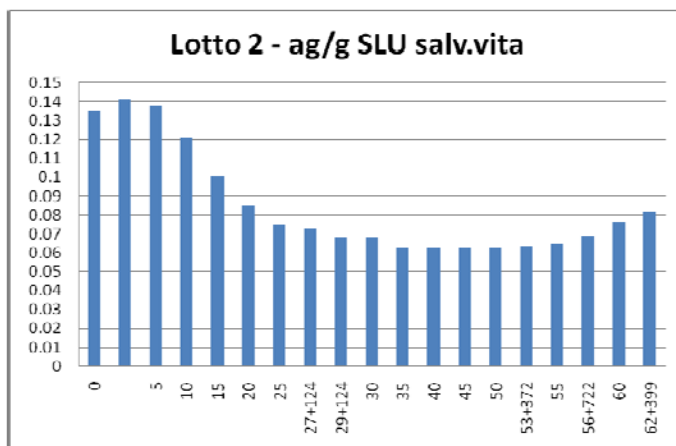
- V_N vita nominale dell'opera	50 anni
- Classe d'uso dell'opera	IV (opere strategiche)
- Coefficiente d'uso	$C_u = 2$
- Periodo di riferimento	$V_R = 2 \times 50 = 100$ anni
- TR periodo medio di ritorno	949 anni.
- Probabilità di superamento nel V_R	10%

È stata eseguita una valutazione di parametri sismici lungo l'asse stradale ogni 5000 m e sono stati determinati i valori dei parametri sismici di base a_g , F_0 , T_c^* , secondo le indicazioni del le NTC2008

LOTTO 2

Località	Lat.	Long.	Progr.	a_g / g	F_0	$T_c^* (s)$
Cecina	43.33541687	10.52387238	0.+000	0.135	2.530	0.280
	43.312077	10.539452	4+073	0.141	2.510	0.280
	43.30494396	10.54515839	5+000	0.138	2.520	0.280
	43.27145609	10.54000854	10+000	0.121	2.580	0.280
	43.22244064	10.56060791	15+000	0.101	2.660	0.290
	43.17238422	10.56404114	20+000	0.085	2.750	0.290
	43.12905230	10.54824829	25+000	0.075	2.820	0.290

Fine 2.1 inizio 2.2	43.11376608	10.54515839	27+124	0.073	2.830	0.290
Fine 2.2 inizio 2.3	43.09634517	10.54927826	29+124	0.068	2.860	0.290
	43.08405982	10.55580139	30+000	0.068	2.860	0.290
	43.04246448	10.56764603	35+000	0.063	2.860	0.290
	43.01004493	10.60077667	40+000	0.063	2.860	0.290
	42.97978603	10.64746857	45+000	0.063	2.850	0.290
	42.94800444	10.69896698	50+000	0.063	2.860	0.290
Fine 2.3 inizio 2.4	42.94498874	10.73158264	53+372	0.064	2.850	0.290
	42.94234987	10.74342728	55+000	0.065	2.860	0.290
Fine 2.4 inizio 2.5	42.94825575	10.76677322	56+722	0.069	2.850	0.290
	42.95950047	10.80900192	60+000	0.076	2.820	0.290
Fine 2.5 inizio 3.1	42.96151049	10.83698273	62+399	0.082	2.780	0.290



nel istogramma a lato sono diagrammate i valori di a_g/g lungo l'asse stradale.

Si sceglie di dimensionare le opere considerando il valore di accelerazione maggiore riscontrato tra i comuni interessati dall'intervento (i parametri F_0 e T_c^* sono relativi al comune con a_g massima).

Lotto 2 - SLU

$a_g = 0,141 \text{ g}$

$F_0 = 2,510$

$T_c^* = 0,280 \text{ s}$

1.7 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, ed in riferimento alle caratteristiche medie dei terreni interessati dall'opera e dalla topografia del territorio, si è assunto:

Categoria di sottosuolo D - depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti.

Categoria topografica T1 – superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ da cui si sono derivati i valori dei coefficienti di amplificazione stratigrafica S_s e C_e , e topografica S_T sotto riportati:

Per sottosuolo categoria D – Lotto 2

$S_s = 2.4 - 1.5 \times F_0 \times a_g / g = 1.801$

$S_T = 1.0$

dove $0.09 \leq S_s \leq 1.80$

per categoria topografica T1

si assume $S_s = 1.80$

1.8 COEFFICIENTI SISMICI

Sulla base dei parametri di cui al paragrafo precedente sono stati calcolati i coefficienti sismici k_h e k_v :

$$k_h = \beta_m \times S_s \times S_T \times a_g / g = 1.00 \times 1.80 \times 1.00 \times 0.141 = 0.254$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h = \pm 0.127$$

avendo assunto β_m unitario per opere che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno (condizioni k_0 di spinta a riposo).

2. ANALISI DEI CARICHI

Vengono di seguito riportati i tipi di carico ed azioni esterne agenti sulla struttura (se presenti caso per caso):

- carichi permanenti;
- carico mobile;
- carico idrostatico (assente);
- azione sismica.

2.1 CARICHI PERMANENTI

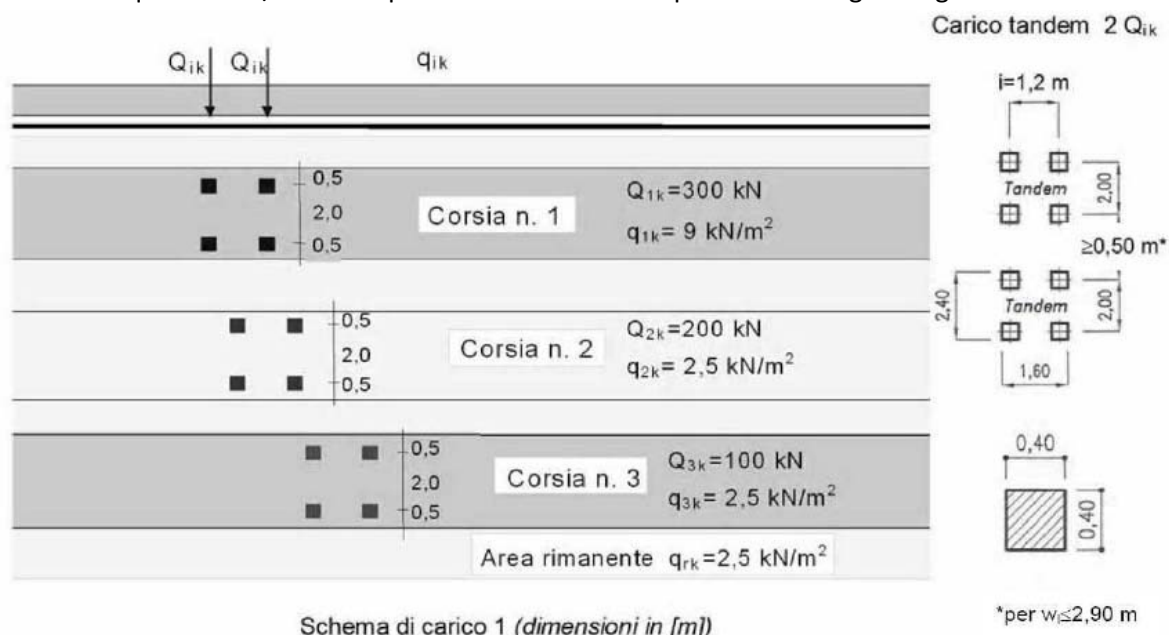
I carichi permanenti (pesi propri) e permanenti portati dalla struttura assunti sono:

- peso proprio del calcestruzzo armato 25.00 kN/m^3 ;
- peso proprio del terreno di ricoprimento 18.00 kN/m^3 ;
- peso proprio del terreno di rinfiando e di fondazione 18.00 kN/m^3 ;
- peso proprio della pavimentazione stradale 3.00 kN/m^2 (solo la parte bituminosa - 15 cm)

2.2 CARICO MOBILE

Si sono adottati i carichi stabiliti convenzionalmente dalla normativa specifica per il calcolo dei ponti stradali di prima categoria. La larghezza della corsia convenzionale è pari a 3.00 m.

Tale schema è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m di intensità pari a $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$, $Q_{2k} = 200 \text{ kN}$ e $Q_{3k} = 100 \text{ kN}$ rispettivamente per la corsia 1, 2 e 3 e da carichi uniformemente distribuiti pari a $q_{1k} = 9.00 \text{ kN/m}^2$, $q_{2k} = 2.50 \text{ kN/m}^2$ e $q_{3k} = 2.50 \text{ kN/m}^2$ rispettivamente per le corsie 1, 2 e 3. La parte rimanente della carreggiata è caricata solo con un carico uniforme $q = 2.50 \text{ kN/m}^2$. La disposizione dei carichi è riportata nella figura seguente.



Nella disposizione dei carichi si è tenuto conto della diffusione secondo un angolo pari a 45° all'interno della pavimentazione e di $H/V = 1/2$ all'interno del rilevato o del terreno di ricoprimento.

Per tutti i carichi mobili è già considerato (incluso nei valori) il corrispondente coefficiente di incremento dinamico.

Nel capitolo relativo ai tombini sarà specificato il carico applicato.

La struttura è stata schematizzata a striscia di larghezza unitaria, considerando un'opportuna larghezza collaborante per la diffusione dei carichi mobili.

2.3 FRENAMENTO E FORZA CENTRIFUGA

Le azioni orizzontali agenti a livello pavimentazione applicate dai pneumatici si considerano trascurabili per le strutture in esame in quanto si considera che vengano adeguatamente diffuse all'interno della pavimentazione e nel ricoprimento della struttura ed inoltre, qualora venissero considerate, dovrebbero essere combinate con i valori frequenti dei carichi variabili verticali determinando una condizione di carico non dimensionante.

2.4 CARICO TERMICO

I tubi, realizzati in cemento armato, sono completamente interrati e all'interno o scorre acqua e/o aria quindi si ipotizza che non si sviluppa un gradiente termico tra la faccia contro terra e la faccia esposta.

Le opere di imbocco/ sbocco sono da una parte interrati mentre dall'altra sono esposti all'aria esterna. Si assume quindi che potrebbe esserci una distribuzione termica variabile, per questo motivo in questa fase della progettazione si assume una armatura orizzontale di distribuzione che può assorbire le tensioni pari a 50% della armatura principale verticale.

2.5 CARICO IDROSTATICO

Non viene considerato un carico idrostatico perché sono strutture che convogliano l'acqua ma non sono a tenuta idraulica.

2.6 PRESSIONE GEOSTATICA

la pressione in calotta viene calcolata come prodotto tra il peso di volume del terreno per l'altezza del ricoprimento (Spessore dello strato di terreno superiore).

Quindi la pressione in calotta è fornita dalla seguente relazione:

$$P_v = \gamma \times H$$

Se sul profilo del piano campagna sono presenti dei sovraccarichi, concentrati e/o distribuiti, la diffusione di questi nel terreno avviene secondo quello descritto nel paragrafo dei carichi mobili.

2.7 SPINTA SUI PIEDRITTI

2.7.1 Spinta in presenza di falda

Le strutture in esame non sono interessate dalla presenza di falda.

2.7.2 Spinta a Riposo

Si assume che sui piedritti agisca la spinta del terreno calcolata in condizioni di riposo.

Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione

$$K_0 = 1 - \sin \phi = 1 - \sin (32^\circ) = 0.470$$

dove ϕ rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfianco.

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità z e la spinta totale sulla parete di altezza H valgono

$$\sigma = \gamma z K_0 + p_v K_0$$

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_0 + p_v K_0 H$$

dove p_v è la pressione verticale agente in corrispondenza della calotta.

Spinta del terreno nel caso di sisma e strutture rigide. (Wood)

Nel caso di strutture rigide completamente vincolate, in modo tale che non può svilupparsi nel terreno uno stato di spinta attiva, nonché nel caso di muri verticali con terrapieno a superficie orizzontale, l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato con la formulazione di Wood come:

$$\text{incremento totale} \quad \Delta P_d = \alpha \gamma H^2 \quad \text{KN}$$

$$\text{incremento unitario} \quad p = \alpha \gamma H \quad \text{KN/m}$$

$$\text{coefficiente di spinta} \quad \alpha = a_g / g * S_s * \beta_m * S_T = 0.141 \times 1.80 \times 1.00 \times 1.00 = 0.254$$

H è l'altezza sulla quale agisce la spinta, mentre il punto di applicazione va preso a metà altezza.

Lotto 2

$$\text{Incremento unitario spinta terra per effetto dinamica} \quad p = 0.254 \times 18 \times Z \quad \text{KN/m}^2$$

Azioni sismiche inerziali

Le azioni sismiche inerziali sono calcolate come prodotto della massa della struttura per l'accelerazione sismica del sito. Sono applicate in una sola direzione orizzontale in quanto il calcolo della struttura viene eseguito per una lunghezza unitaria. Le accelerazioni sismiche da considerare sono state riportate nel capitolo relativo.

3. TOMBINI CIRCOLARI DN < 1500 mm

Per le condotte di grande diametro (superiore a 500 mm) la posa in opera deve, specialmente per quelle in conglomerato cementizio, essere realizzata su una sella in conglomerato cementizio. La sella deve avere uno spessore minimo, in corrispondenza della generatrice inferiore della tubazione, di 0,25D, con un minimo di 0,1 m; la base d'appoggio della sella sul fondo non dev'essere inferiore a (D + 0,2) m. La sella deve essere continua, ma con una riduzione della sezione in corrispondenza dei giunti a bicchiere per l'accoppiamento fra tubi o fra tubi ed eventuali pezzi speciali. La condotta è comunque da ricoprire fino a 30 cm sopra la generatrice superiore con sabbia o terra selezionata.

I carichi che sono stati considerati sono i seguenti:

- Peso proprio del tubo
- Carico del terreno
- Carico accidentale
- Sisma

Molto importante è definire il tipo di rapporto fra la tubazione, il piano di posa e il terreno; possiamo avere due diversi casi (in entrambi bisogna comunque creare un letto di posa con un materiale adeguato come precedentemente descritto):

- ☐ posa della condotta su una trincea scavata e successivamente riempita;
- ☐ posa della condotta su terreno naturale poi ricoperto con un rilevato.

Nel caso in esame abbiamo sempre considerato la condotta su terreno naturale ricoperto poi con un rilevato.

Saranno esaminati i momenti in corrispondenza delle seguenti sezioni

1. Sezione di testa (mezzeria della calotta superiore)
2. Sezione di fianco (mezzeria parete laterale)
3. Sezione di fondo (mezzeria della calotta inferiore)

Dall'elenco dei tombini del lotto 2 sono state raggruppate le seguenti dimensioni e ricoprimenti per i tombini in calcestruzzo armato:

diámetro (mm)	Hmin	Hmax	Hmin carico	Hmax carico
500	-	15.27	-	-
700	0.98	1.18	0.93	1.11
800	0.71	7.08	6.51	6.97
1000	3.91	3.40		
1400		4.00		

Le condotte in considerazione sono tutte realizzate con conglomerato cementizio vibro-compresso armato. Il controllo del loro coefficiente di elasticità mostra che sono tutte condotte rigide (indeformabili) rispetto alla deformabilità trasversale del terreno.

Infatti il rapporto

$$n = (E_t / E) (r / s)^3$$

Risulta sempre inferiore ad uno.

Avendo indicato con:

E_t = modulo elastico del terreno = 150 daN/cm²

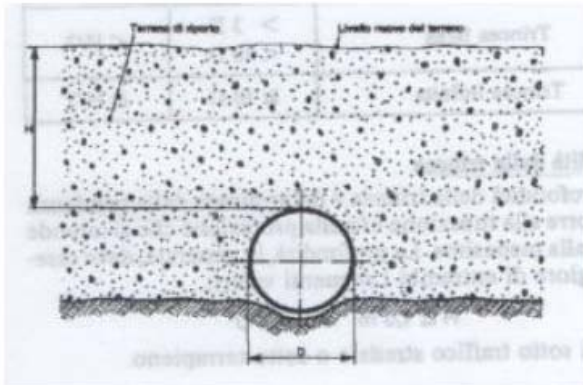
E = modulo elastico del calcestruzzo = 350000 daN/cm²

r = raggio medio = $r = (D - s) / 2$

s = spessore

diam (mm)	spess. (mm)	rm (mm)	coef. Elast
500	80	210	0.008
700	100	300	0.012
800	115	342.5	0.011
1000	140	430	0.012
1400	170	615	0.020

Considerando la tipologia di posa della tubazione in relazione al terreno circostante abbiamo sempre la condizione di posa in trincea infinita o terrapieno (proiezione positiva).



In questo tipo di posa la sommità del tubo sporge sul livello naturale del terreno, e in questo caso, per condotte rigide, si può considerare che sul tubo grava tutto il prisma di terreno sovrastante a partire dalla generatrice superiore.

3.1 ANALISI DEI CARICHI

Carico del terreno

Sono state considerate le seguenti caratteristiche del terreno di copertura del tubo:

peso volume $\tilde{\alpha} = 18 \text{ KN/m}^2$

angolo d'attrito interno $\tilde{\alpha} = 32^\circ$

Coeff. spinta attiva $K_a = 0.307$

Coeff. spinta quiete $K_0 = 0.470$

Quindi la pressione unitaria verticale sarà $q_u = \tilde{\alpha} \times H$

Per la spinta laterale sui fianchi della condotta sarà considerata la spinta di quiete K_0

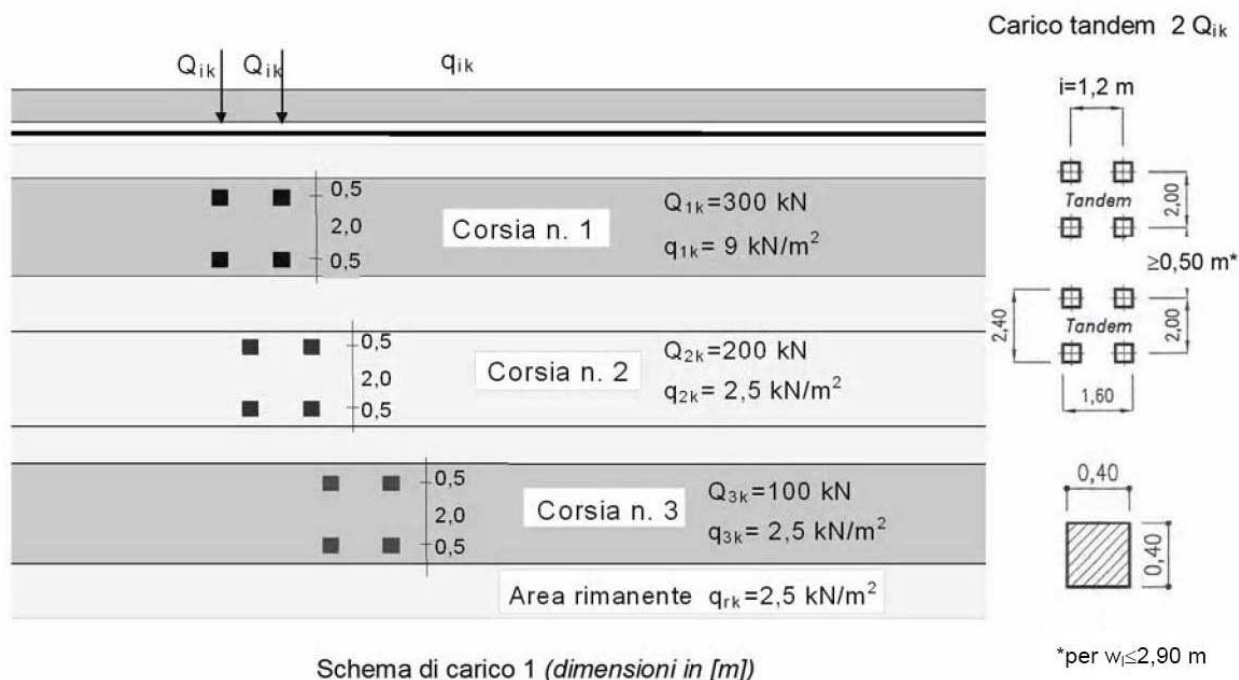
$q_1 = q_u \times K_0$ a livello testa tubo

$q_2 = q_1 + (D+2 \times s) \times K_0 \times \tilde{\alpha}$ a livello fondo tubo

Carico stradale

Sono stati considerati i carichi stradali per ponti stradali di prima categoria della NTC2008. La larghezza della corsia convenzionale è di 3.00 m. Per tutti i carichi mobili è già considerato il corrispondente coefficiente di incremento dinamico.

Di seguito è riportata la disposizione dei carichi considerata.



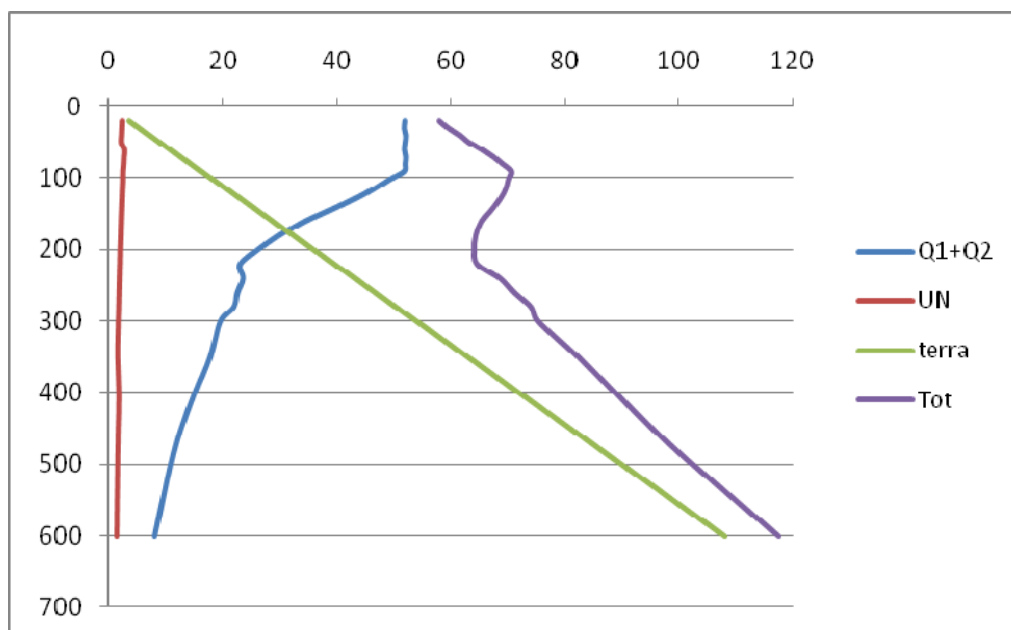
Nel grafico seguente è riportato l'andamento delle pressioni all'interno del terreno in funzione della profondità, considerando la disposizione dei carichi come da normativa.

È stata considerata la condizione più sfavorevole per il tubo con tre assi tandem allineati (due corsie più la corsia d'emergenza)

Come si vede dal grafico il carico unitario si mantiene quasi costante fino ad una profondità di circa 1.00 m (l'effetto della distribuzione viene compensato dalla vicinanza degli assi).

Da questo livello il carico unitario diminuisce con il quadrato dell'altezza di ricoprimento e alla profondità di circa 2.50/3.00 m si risente l'influenza degli altri assi tandem. Come si vede l'effetto del peso del terreno cresce rapidamente e già alla profondità di 1.80 m diventa maggiore dell'effetto del carico stradale.

L'effetto del carico accidentale uniforme q è piccolo rispetto agli altri.



Di seguito sono riportati i valori che hanno dato origine alla tabella.

	Q1+Q2	unif	Terra	totale
Z (cm)	KN/m2	KN/m2	KN/m2	KN/m2
10	52.08	2.5	1.8	56.38
20	51.92	2.43	3.6	57.95
30	51.79	2.37	5.4	59.56
40	52.08	2.31	7.2	61.59
50	51.96	2.25	9	63.21
60	51.84	2.81	10.8	65.45
70	52.08	2.74	12.6	67.42
80	51.98	2.67	14.4	69.05
90	51.83	2.56	16.2	70.59
100	49.61	2.56	18	70.17
120	45.29	2.44	21.6	69.33
140	40.00	2.35	25.2	67.55
160	34.30	2.25	28.8	65.35
180	29.74	2.17	32.4	64.31
200	26.00	2.09	36	64.09
220	22.96	2.02	39.6	64.58
240	23.46	1.95	43.2	68.61
260	22.47	1.89	46.8	71.16
280	21.85	1.83	50.4	74.08
300	19.50	1.76	54	75.26
350	17.70	1.65	63	82.35
400	14.98	1.86	72	88.84
450	12.58	1.75	81	95.33
500	10.76	1.64	90	102.4
600	7.95	1.47	108	117.42

Sisma

Si considera che la condotta (rigida) non si deforma e non si sposta durante il sisma e quindi viene applicata la spinta sismica secondo l'ipotesi di Wood.

Si trascura la massa del tubo e l'effetto della massa del terreno gravante sulla condotta.

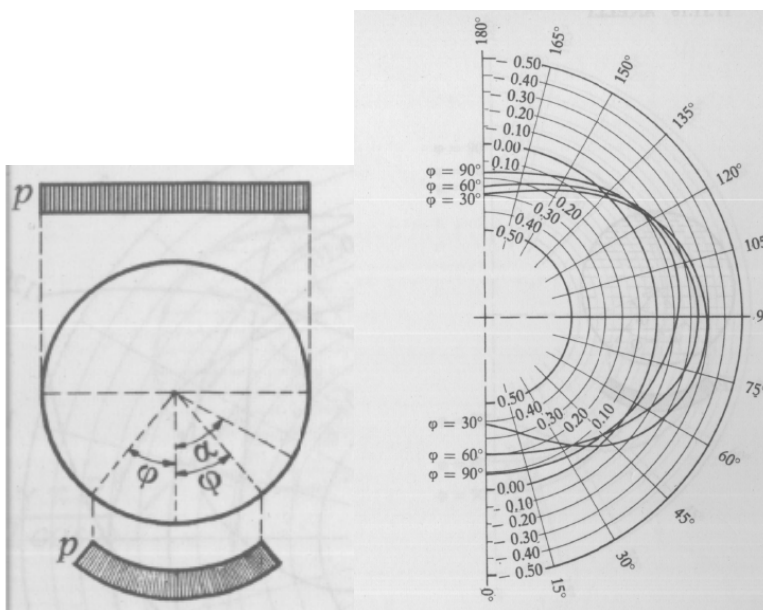
3.2 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

Come già detto l'analisi delle sollecitazioni sarà condotta nelle seguenti sezioni

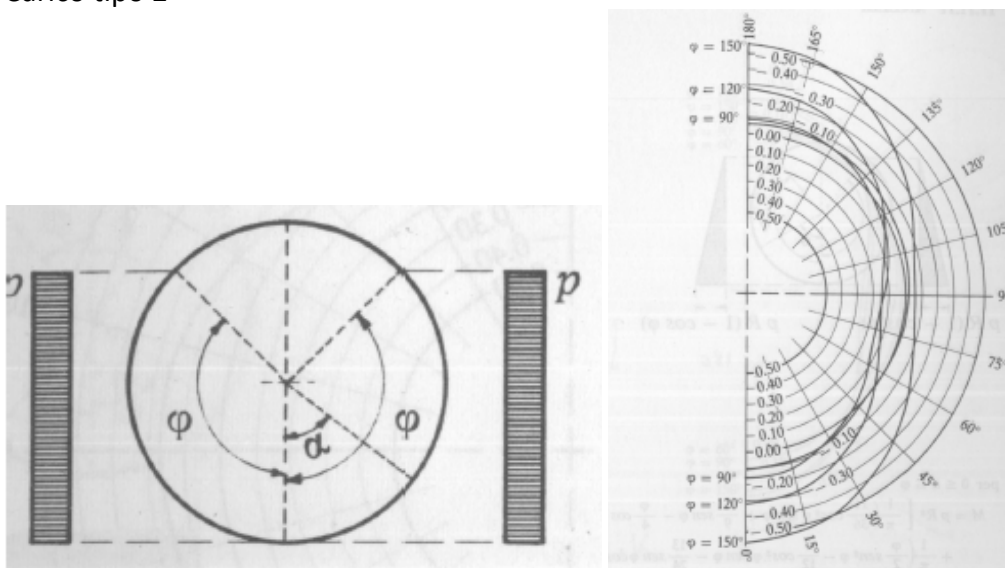
1. Sezione di testa (mezzeria della calotta superiore)
2. Sezione di fianco (mezzeria parete laterale)
3. Sezione di fondo (mezzeria della calotta inferiore)

Per il calcolo degli effetti dei carichi sulla condotta vengono utilizzati 3 tipi di carico elementari opportunamente combinati tra di loro per avere gli effetti sulla condotta dovuti ai carichi applicati, e qui di seguito illustrati.

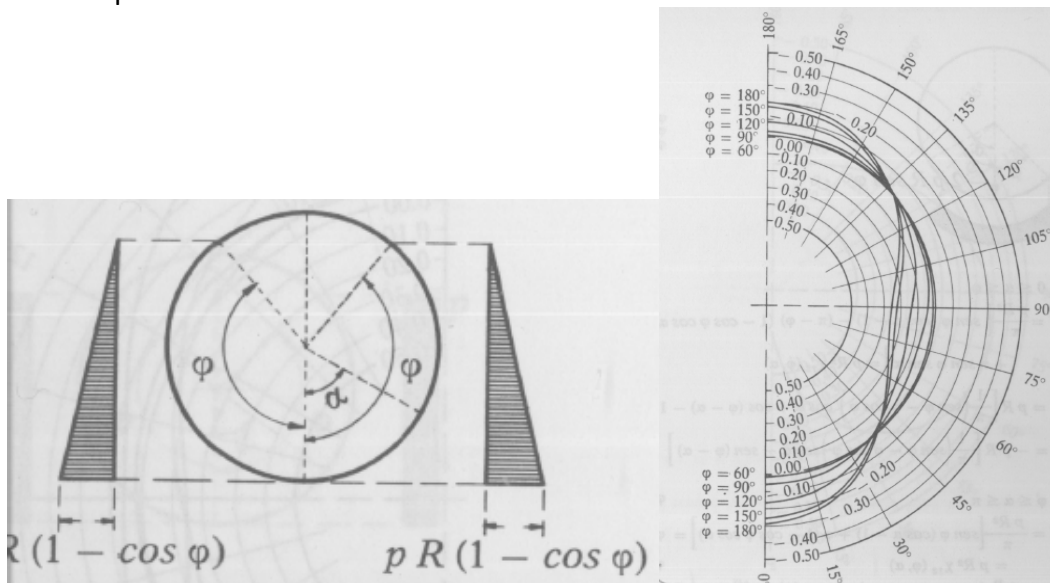
Carico tipo 1



Carico tipo 2



Carico tipo 3



Nella seguente tabella sono riportati i coefficienti che per il tipo di posa adottato forniscono le sollecitazioni in corrispondenza delle sezioni in esame.

		UN.TESTA	UN.FIANCO	TRIANG.
		CARICO 1	CARICO 2	CARICO 3
fondo	$F_I =$	0.78540	3.14159	3.14159
	$ALFA =$	0.0000	0.00000	0.00000
	$M =$	0.27655	-0.75000	-0.29170
	$N =$	0.96221	-1.00000	-1.375
	$T =$	0	0.00000	0.00000
fianco	$F_I =$	0.78540	3.14159	3.14159
	$ALFA =$	1.57080	1.57080	1.57080
	$M =$	-0.2714	-0.25000	0.25000
	$N =$	-1.0000	0.00000	0.00000
	$T =$	-0.0378	-0.31831	0.125
testa	$F_I =$	0.78540	3.14159	3.14159
	$ALFA =$	3.14159	3.14159	3.14159
	$M =$	0.2663	-0.75000	-0.20230
	$N =$	0.0378	-1.00000	-0.625
	$T =$	0.0000	0.00000	0.00000

Dove:

Alfa indica la posizione angolare della sezione di verifica a partire dal fondo tubo, mentre F_I indica l'estensione angolare del carico a partire dal fondo del tubo. Sia le sezioni che l'estensione del carico sono simmetrici rispetto ad un piano verticale passante per il centro del tubo.

Tali coefficienti devono essere moltiplicati per ogni tipo di carico elementare e per ogni sollecitazione con un fattore pari a:

Carico elementare tipo 1

per il momento

$$p \times R^2$$

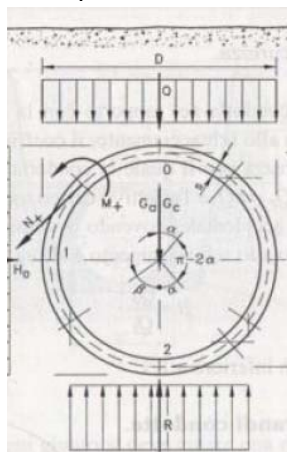
per lo sforzo normale

$$p \times R$$

per il taglio

$$p \times R$$

dove p è il carico uniforme verticale a livello della testa del tubo ed R è il raggio esterno.



Il carico elementare 1 sarà utilizzato per il calcolo dell'effetto del peso proprio della condotta (uniformemente distribuito sulla proiezione del diametro), del peso del rinterro fino al livello della generatrice superiore e per l'azione dei carichi accidentali considerati uniformemente distribuiti fino al livello della generatrice superiore.

Una generica disposizione dei carichi di questo tipo è indicata nello schema a fianco.

Carico elementare tipo 2

I coefficienti moltiplicativi sono:

per il momento

$$p \times R^2$$

per lo sforzo normale

$$p \times R$$

per il taglio

$$p \times R$$

dove p è il carico uniforme orizzontale sul fianco del tubo ed R è il raggio esterno.

Per il carico tipo 3 i coefficienti moltiplicativi sono:

per il momento

$$p \times R^2$$

per lo sforzo normale

$$p \times R$$

per il taglio

$$p \times R$$

dove $p = \gamma \times D_e \times K / (2 \times R) = \gamma \times K$ è il carico orizzontale massimo a livello fondo tubo con
R = raggio esterno

D_e = diametro esterno

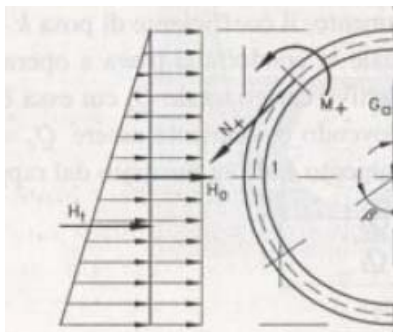
$K = 0.470$

coefficiente di spinta di quiete

$\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$

peso volume del terreno

Questi due carichi elementari sono stati utilizzati per la valutazione dell'effetto della spinta laterale sui fianchi della condotta e per la valutazione degli effetti dell'azione sismica (Wood).



Per il calcolo degli effetti di questo tipo il carico esso viene scomposto in due contributi:

un carico uniformemente distribuito sull'altezza del fianco della condotta (carico elementare tipo 2) e un carico triangolare sempre sull'altezza del tubo (carico elementare tipo 3).

Il carico elementare tipo 2 verrà utilizzato anche per il calcolo dell'effetto sismico.

Dalla tabella riepilogativa seguente sono riportati i valori utilizzati per le verifiche delle sezioni della condotta, arrotondando i valori a

favore della sicurezza, e riportando nelle ultime tre colonne evidenziate, la condizione dimensionante e il carico accidentale totale applicato.

diametro (mm)	Ht_ril.	Htmin_str	Htmax_str	Ht_ril.(m)	Ht_str(m)	Qacc tot (KN/m2)
500	15.30	-	-	5.00		0
700	1.20	0.90	1.10		1.10	49.95
800	7.10	6.50	7.00		7.00	8.18
1000	3.90	-	-	3.90		0
1400	4.00	-	-	4.00		0
1800	2.50	2.50			2.50	24.89

Dove

Ht_ril è il ricoprimento di solo rilevato senza carico

Ht_str è il ricoprimento in corrispondenza della carreggiata.

Per la condotta \varnothing 500 mm in considerazione del notevole ricoprimento in relazione al diametro si assume che il carico non aumenta ulteriormente per ricoprimenti superiori a 10 volte il diametro esterno del tubo, a causa dell'effetto arco all'interno del terreno.

Per la verifica delle sezioni dei tubi sono stati presi in considerazione nelle combinazioni dei carichi i seguenti fattori :

Peso proprio	1.30
Rinterro	1.50
Accidentale	1.50

Condizione sismica

Peso proprio	1.00
Rinterro	1.00
Accidentale	0.20
Sisma	1.00

Di seguito sono riportate le verifiche per i vari tipi di condotta:

DN	500
DN	700
DN	800
DN	1000
DN	1400

3.3 TUBO DIA 500

DN 500 mm
Spessore 80 mm
De 660 mm
Peso proprio 6.283 KN/m² (in proiezione orizzontale)
Ricoprimento Z 15.30 m (senza carico)
Si considera che oltre un Z > 10 del carico sul tubo non cresce più.

	Z =	6.6	m	sisma	Wood					
	Ko =	0.47		33.19	KN/m	di altezza				
	pv =	118.8	KN/m ²							
	De =	0.66	m		Q =	0	KN/m ²			
	Po =	55.84	KN/m ²		G =	6.283	KN/m ²			
	p2 =	5.58	KN/m ²							
	terra	terra	terra	terra	peso pr.	sisma	Q	Q	Q	
	carico 1	carico 2	carico 3	totale	carico 1	carico 2	carico 1	carico 2	totale	
fondo	3.58	-4.56	-0.27	-1.25	0.19	-2.71	0.00	0.0	0.00	M (KNm)
	37.72	-18.43	-7.68	11.62	2.00	-10.95	0.00	0.00	0.00	N (KN)
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	V (KN)
fianco	-3.51	-1.52	0.23	-4.80	-0.19	-0.90	0.00	0.0	0.00	M (KNm)
	-39.20	0.00	0.00	-39.20	-2.07	0.00	0.00	0.00	0.00	N (KN)
	1.48	-12.48	4.90	-6.10	0.08	-3.49	0.00	0.00	0.00	V (KN)
testa	3.45	-4.56	-0.19	-1.30	0.18	-2.71	0.00	0.0	0.00	M (KNm)
	1.48	-18.43	-3.49	-20.43	0.08	-10.95	0.00	0.00	0.00	N (KN)
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	V (KN)

Forza assiale (-) = compressione, Momento flettente (+) = tese fibre interne

Si esegue solo la verifica di resistenza SLU per la sezione più sollecitata

Combinazione 1

$$M = 0.19 \times 1.00 + -1.25 \times 1.50 = -1.69 \text{ KNm} \quad N = 2.00 \times 1.00 + 11.62 \times 1.50 = 19.43 \text{ KN}$$

Combinazione 2

$$M = -0.19 \times 1.30 - 4.80 \times 1.50 = -7.45 \text{ KNm} \quad N = -2.07 \times 1.30 - 39.20 \times 1.50 = -61.50 \text{ KN}$$

Combinazione 3

$$M = 0.19 - 1.25 - 2.71 = -3.77 \text{ KNm} \quad N = 11.62 + 2.00 - 10.95 = 2.67 \text{ KN}$$

Combinazione 4

$$M = -0.19 - 4.80 - 0.90 = -5.89 \text{ KNm} \quad N = -2.07 - 39.20 = -41.27 \text{ KN}$$

Si considera uno strato di armatura centrale 8Ø 10 al metro lineare

Titolo : lotto2_500

N° figure elementari

1

Zoom

N° strati barre

2

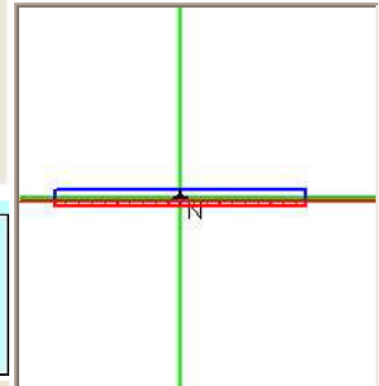
Zoom

N*	b [cm]	h [cm]
1	100	7

N*	As [cm²]	d [cm]
1	3.14	3
2	3.14	3.5

Tipo Sezione

- ☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.



Sollecitazioni

S.L.U.

Metodo n

N _{Ed}	61.50	41	kN
M _{xEd}	-7.45	-4.967	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N

- ☒ Centro ☐ Baricentro cls

- ☐ Coord.[cm]

xN 0

yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

- ☐ S.L.U.+ ☒ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione

- ☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd

Dominio M-N

L_o 0 cm

Col. modello

Materiali

B450C

c32/40

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}	18.13	
E _s /E _c	15		f _{cc} / f _{cd}	0.8	?
ε _{syd}	1.957	%	σ _{c,adm}	12.25	
σ _{s,adm}	255	N/mm²	τ _{co}	0.7333	
			τ _{c1}	2.114	

M_{xRd} -8.692 kNmσ_c -18.13 N/mm²σ_s 391.3 N/mm²ε_c 3.5 %ε_s 3.189 %

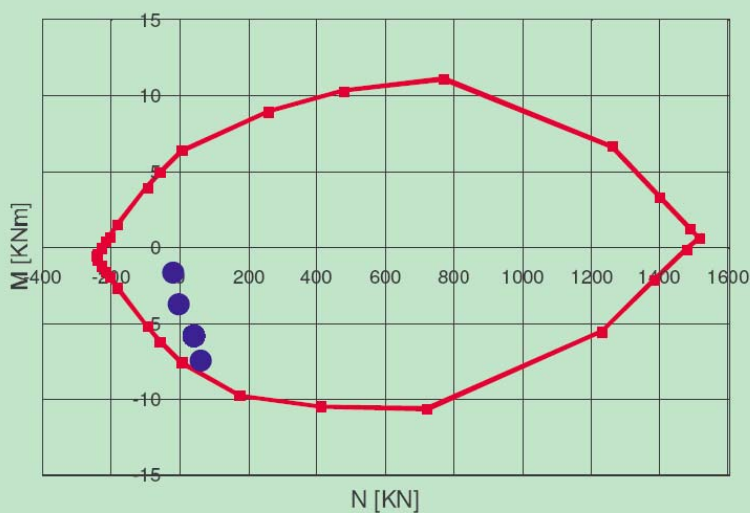
d 4 cm

x 2.093 x/d 0.5232

δ 1

☐ Precompresso

lotto2_500



Sollecitazioni

N.	N [kN]	M [kNm]
1	-19.43	-1.69
2	61.50	-7.45
3	-2.67	-3.77
4	41.27	-5.89

Aggiunge

Elimina

Valori

Infittisci punti

3.4 TUBO DIA 700

DN 700 mm
Spessore 100 mm
De 900 mm
Peso proprio 7.854 KN/m²
Ricoprimento 1.10 m (con carico)
Carico accidentale $Q=47.45+2.50 = 49.95 \text{ KN/m}^2$

	Z =	1.1	m	sisma	Wood					
	Ko =	0.47		9.14	KN/m	di altezza				
	pv =	19.8	KN/m ²							
	De =	0.9	m		Q =	49.95	KN/m ²			
	Po =	9.31	KN/m ²		G=	7.854	KN/m ²			
	p2 =	7.61	KN/m ²							
	terra	terra	terra	terra	peso pr.	sisma	Q	Q	Q	
	carico 1	carico 2	carico 3	totale	carico 1	carico 2	carico 1	carico 2	totale	
fondo	1.11	-1.41	-0.50	-0.80	0.44	-1.39	2.80	-7.6	-4.79	M (KNm)
	8.57	-4.19	-10.47	-6.08	3.40	-4.11	21.63	-22.48	-0.85	N (KN)
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	V (KN)
fianco	-1.09	-0.47	0.43	-1.13	-0.43	-0.46	-2.75	-2.5	-5.27	M (KNm)
	-8.91	0.00	0.00	-8.91	-3.53	0.00	-22.48	0.00	-22.48	N (KN)
	0.34	-2.84	1.11	-1.39	0.13	-1.31	0.85	2.81	3.66	V (KN)
testa	1.07	-1.41	-0.35	-0.69	0.42	-1.39	2.69	-7.6	-4.89	M (KNm)
	0.34	-4.19	-4.76	-8.61	0.13	-4.11	0.85	-22.48	-21.63	N (KN)
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	V (KN)

Forza assiale (-) = compressione, Momento flettente (+) = tese fibre interne

Si esegue solo la verifica di resistenza SLU per la sezione più sollecitata

Combinazione 1

$$M = 0.44 \times 1.00 + (-0.80 - 4.79) \times 1.50 = -6.75 \text{ KNm}$$

$$N = 3.40 \times 1.00 + (-6.08 - 0.85) \times 1.50 = -7.00 \text{ KN}$$

Combinazione 2

$$M = -0.43 \times 1.30 + (-1.13 - 5.27) \times 1.50 = -10.16 \text{ KNm}$$

$$N = -3.53 \times 1.30 + (-8.91 - 22.48) \times 1.50 = -51.67 \text{ KN}$$

Combinazione 3

$$M = 0.44 - 0.80 - 4.79 \times 0.20 - 1.39 = -2.71 \text{ KNm}$$

$$N = 3.40 - 6.08 - 0.85 \times 0.20 - 4.11 = -6.96 \text{ KN}$$

Combinazione 4

$$M = -0.43 - 1.13 - 5.27 \times 0.20 - 0.46 = -3.07 \text{ KNm}$$

$$N = -3.53 - 8.91 - 22.48 \times 0.20 = -16.94 \text{ KN}$$

Si considera un doppio strato di armatura 5+5 Ø 10 al metro

Titolo : lotto2_700

N° figure elementari

1

Zoom

N° strati barre

2

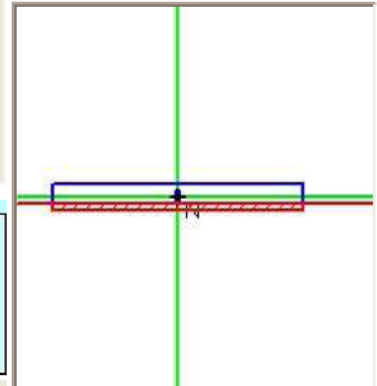
Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	10

N°	As [cm²]	d [cm]
1	3.93	3.5
2	3.93	6.5

Tipo Sezione

- ☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.



Sollecitazioni

S.L.U.

Metodo n

N _{Ed}	51.67	34.45	kN
M _{xEd}	-10.16	-6.773	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N

- ☒ Centro ☐ Baricentro cls

- ☐ Coord.[cm]

xN

yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

- ☐ S.L.U.+ ☒ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione

- ☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

100

Calcola MRd

Dominio M-N

L_o

0

cm

Col. modello

Materiali

B450C

c32/40

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}	18.13	
E _s /E _c	15		f _{cc} / f _{cd}	0.8	?
ε _{syd}	1.957	%	σ _{c,adm}	12.25	
σ _{s,adm}	255	N/mm²	τ _{co}	0.7333	
			τ _{c1}	2.114	

M_{xRd}

-14.05

kN m

σ_c

-18.13

N/mm²

σ_s

391.3

N/mm²

ε_c

3.5

%

ε_s

6.244

%

d

6.5

cm

x

2.335

x/d

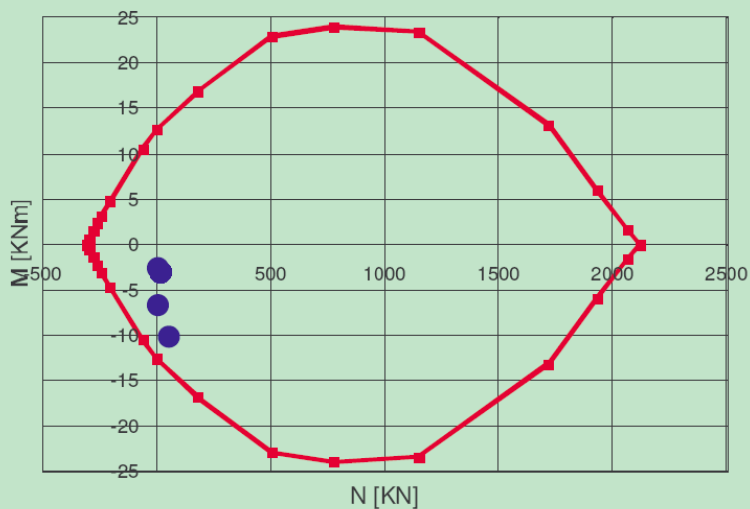
0.3592

δ

0.889

☐ Precompresso

lotto2_700



Sollecitazioni

N.	N [kN]	M [kNm]
1	7.00	-6.75
2	51.67	-10.16
3	6.96	-2.71
4	16.94	-3.07

Aggiunge

Elimina

Valori

Infittisci punti

3.5 TUBO DIA 800

DN 800 mm
Spessore 115 mm
De 1030 mm
Peso proprio 9.032 KN/m²
Ricoprimento 7.00 m (con carico)
Carico accidentale $Q=6.84+1.34 = 8.18 \text{ KN/m}^2$

	Z =	7	m	sisma	Wood					
	Ko =	0.47		36.71	KN/m	di altezza				
	pv =	126	KN/m ²							
	De =	1.03	m		Q =	8.18	KN/m ²			
	Po =	59.22	KN/m ²		G =	9.032	KN/m ²			
	p2 =	8.71	KN/m ²							
	terra	terra	terra	terra	peso pr.	sisma	Q	Q	Q	
	carico 1	carico 2	carico 3	totale	carico 1	carico 2	carico 1	carico 2	totale	
fondo	9.24	-11.78	-0.65	-3.19	0.66	-7.30	0.60	-1.6	-1.03	M (KNm)
	62.44	-30.50	-11.98	19.96	4.48	-18.91	4.05	-4.21	-0.16	N (KN)
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	V (KN)
fianco	-9.07	-3.93	0.56	-12.44	-0.65	-2.43	-0.59	-0.5	-1.13	M (KNm)
	-64.89	0.00	0.00	-64.89	-4.65	0.00	-4.21	0.00	-4.21	N (KN)
	2.45	-20.66	8.11	-10.09	0.18	-6.02	0.16	0.53	0.69	V (KN)
testa	8.90	-11.78	-0.45	-3.33	0.64	-7.30	0.58	-1.6	-1.05	M (KNm)
	2.45	-30.50	-5.45	-33.49	0.18	-18.91	0.16	-4.21	-4.05	N (KN)
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	V (KN)

Forza assiale (-) = compressione, Momento flettente (+) = tese fibre interne

Si esegue solo la verifica di resistenza SLU per la sezione più sollecitata

Combinazione 1

$$M = 0.66 \times 1.30 - 3.19 \times 1.50 - 1.03 \times 1.00 = -4.96 \text{ KNm} \quad N = 4.48 \times 1.30 + 19.96 \times 1.50 - 0.16 \times 1.00 = 35.60 \text{ KN}$$

Combinazione 2

$$M = -0.65 \times 1.30 + (-12.44 - 1.13) \times 1.50 = -21.20 \text{ KNm} \quad N = -4.65 \times 1.30 + (-64.89 - 4.21) \times 1.50 = -109.70 \text{ KN}$$

Combinazione 3

$$M = 0.66 - 3.19 - 1.03 \times 0.20 - 7.30 = -10.04 \text{ KNm} \quad N = 4.48 + 19.96 - 0.16 \times 0.20 - 18.91 = 5.50 \text{ KN}$$

Combinazione 4

$$M = -0.65 - 12.44 - 1.13 \times 0.20 - 2.43 = -15.75 \text{ KNm} \quad N = -4.65 - 64.89 - 4.21 \times 0.20 = -70.38 \text{ KN}$$

Si considera un doppio strato di armatura 8+8 Ø 10 al metro

Titolo : lotto2_800

N° figure elementari

1

Zoom

N° strati barre

2

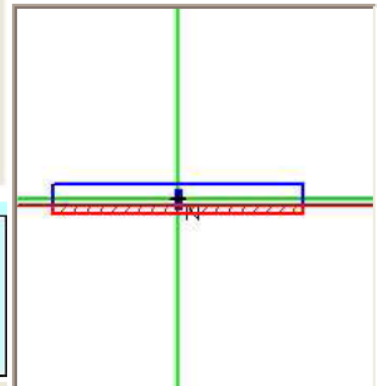
Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	11.5

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6.28	3.5
2	6.28	8

Tipo Sezione

- ☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.



Sollecitazioni

S.L.U.

Metodo n

N _{Ed}	109.70	69.73	kN
M _{xEd}	-21.20	13.67	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N

- ☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm]

xN 0

yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

- ☐ S.L.U.+ ☒ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione

- ☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

100

Calcola MRd

Dominio M-N

L_o 0 cm

Col. modello

☐ Precompresso

Materiali

B450C

c32/40

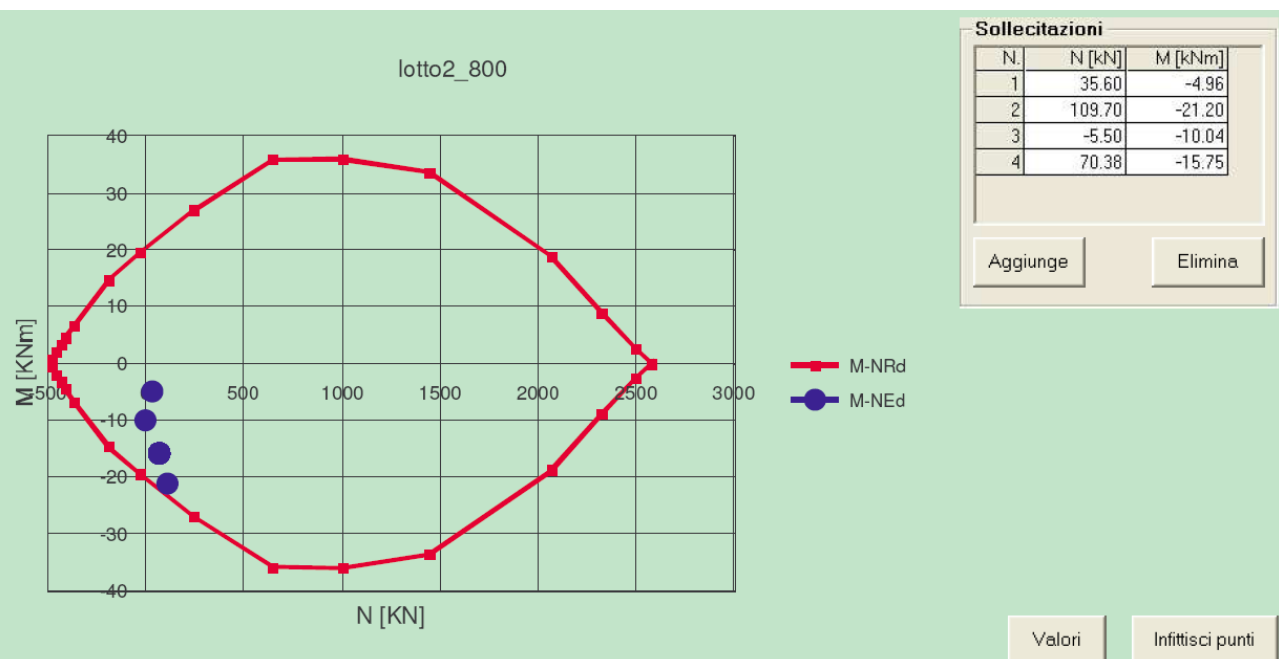
ε _{su}	67.5	%	ε _{c2}	2	%
f _{yd}	391.3	N/mm²	ε _{cu}	3.5	
E _s	200'000	N/mm²	f _{cd}	18.13	
E _s /E _c	15		f _{cc} / f _{cd}	0.8	?
ε _{syd}	1.957	%	σ _{c,adm}	12.25	
σ _{s,adm}	255	N/mm²	τ _{co}	0.7333	
			τ _{c1}	2.114	

M_{xRd} -23.39 kN mσ_c -18.13 N/mm²σ_s 391.3 N/mm²ε_c 3.5 %ε_s 5.949 %

d 8 cm

x 2.963 x/d 0.3704

δ 0.903



3.6 TUBO DIA 1000

DN 1000 mm
Spessore 140 mm
De 1280 mm
Peso proprio 10.996 KN/m²
Ricoprimento 4.00 m (senza carico)
Carico accidentale Q= 0 KN/m²

	Z =	4	m	sisma	Wood					
	Ko =	0.47		24.14	KN/m	di altezza				
	pv =	72	KN/m2							
	De =	1.28	m		Q =	0	KN/m2			
	Po =	33.84	KN/m2		G=	10.996	KN/m2			
	p2 =	10.83	KN/m2							
	terra	terra	terra	terra	peso pr.	sisma	Q	Q	Q	
	carico 1	carico 2	carico 3	totale	carico 1	carico 2	carico 1	carico 2	totale	
fondo	8.16	-10.40	-1.01	-3.25	1.25	-7.42	0.00	0.0	0.00	M (KNm)
	44.34	-21.66	-14.89	7.79	6.77	-15.45	0.00	0.00	0.00	N (KN)
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	V (KN)
fianco	-8.01	-3.47	0.87	-10.60	-1.22	-2.47	0.00	0.0	0.00	M (KNm)
	-46.08	0.00	0.00	-46.08	-7.04	0.00	0.00	0.00	0.00	N (KN)
	1.74	-14.67	5.76	-7.17	0.27	-4.92	0.00	0.00	0.00	V (KN)
testa	7.85	-10.40	-0.70	-3.24	1.20	-7.42	0.00	0.0	0.00	M (KNm)
	1.74	-21.66	-6.77	-26.68	0.27	-15.45	0.00	0.00	0.00	N (KN)
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	V (KN)

Forza assiale (-) = compressione, Momento flettente (+) = tese fibre interne

Si esegue solo la verifica di resistenza SLU per la sezione più sollecitata

Combinazione 1

$$M = 1.25 \times 1.30 - 3.25 \times 1.50 = -3.25 \text{ KNm}$$

$$N = 6.77 \times 1.30 + 7.79 \times 1.50 = 20.49 \text{ KN}$$

Combinazione 2

$$M = -1.22 \times 1.30 - 10.60 \times 1.50 = -17.49 \text{ KNm}$$

$$N = -7.04 \times 1.30 - 46.08 \times 1.50 = -78.27 \text{ KN}$$

Combinazione 3

$$M = 1.25 - 3.25 - 7.42 = -9.42 \text{ KNm}$$

$$N = 6.77 + 7.79 - 15.45 = -0.89 \text{ KN}$$

Combinazione 4

$$M = -1.22 - 10.60 - 2.47 = -14.29 \text{ KNm}$$

$$N = -7.04 - 46.08 = -53.12 \text{ KN}$$

Si considera un doppio strato di armatura 7+7 Ø 10 al metro

Titolo : lotto2_1000

N° figure elementari

1

Zoom

N° strati barre

2

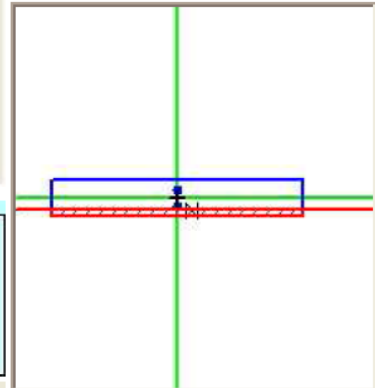
Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	14

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5.50	3.5
2	5.50	10.5

Tipo Sezione

- ☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.



Sollecitazioni

S.L.U.

Metodo n

N _{Ed}	-78.27	-7.793	kN
M _{xEd}	-17.49	3.253	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N

- ☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

- ☐ S.L.U.+ ☒ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione

- ☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd

Dominio M-N

L_o 0 cm

Col. modello

☐ Precompresso

Materiali

B450C	c32/40
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} 18.13
E _s /E _c 15	f _{cc} / f _{cd} 0.8 ?
ε _{syd} 1.957 ‰	σ _{c,adm} 12.25
σ _{s,adm} 255 N/mm²	τ _{co} 0.7333
	τ _{c1} 2.114

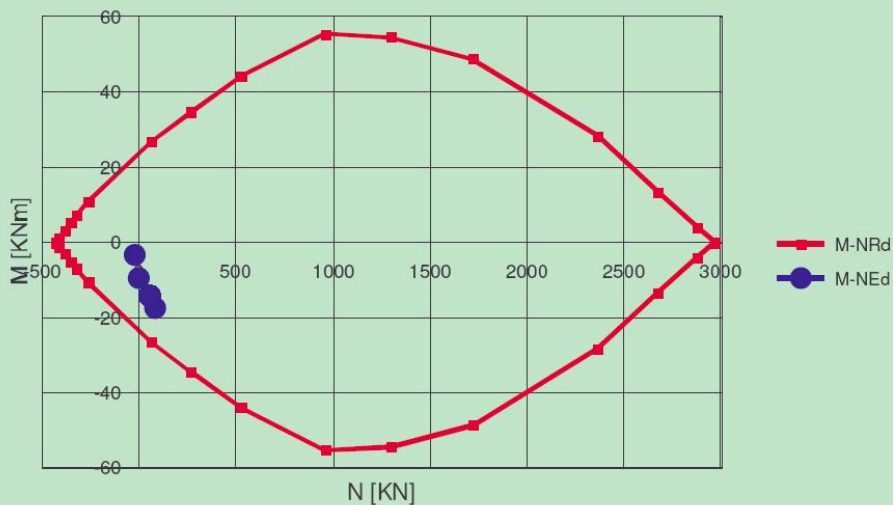
M_{xRd} -20.91 kN mσ_c -18.13 N/mm²σ_s 391.3 N/mm²ε_c 3.5 ‰ε_s 12.48 ‰

d 10.5 cm

x 2.3 x/d 0.2191

δ 0.7138

lotto2_1000



Sollecitazioni

N.	N [kN]	M [kNm]
1	-20.49	-3.25
2	78.27	-17.49
3	0.89	-9.42
4	53.12	-14.29

Aggiunge

Elimina

Valori

Infittisci punti

3.7 TUBO DIA 1400

DN 1400 mm
Spessore 170
De 1740 mm
Peso proprio 13.352 KN/m²
Ricoprimento 4.00 m (senza carico)
Carico accidentale Q= 0 KN/m²

	Z =	4	m	sisma	Wood					
	Ko =	0.47		26.24	KN/m	di altezza				
	pv =	72	KN/m2							
	De =	1.74	m		Q =	0	KN/m2			
	Po =	33.84	KN/m2		G=	13.352	KN/m2			
	p2 =	14.72	KN/m2							
	terra	terra	terra	terra	peso pr.	sisma	Q	Q	Q	
	carico 1	carico 2	carico 3	totale	carico 1	carico 2	carico 1	carico 2	totale	
fondo	15.07	-19.21	-1.87	-6.01	2.79	-14.90	0.00	0.0	0.00	M (KNm)
	60.27	-29.44	-20.24	10.59	11.18	-22.83	0.00	0.00	0.00	N (KN)
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	V (KN)
fianco	-14.79	-6.40	1.60	-19.60	-2.74	-4.97	0.00	0.0	0.00	M (KNm)
	-62.64	0.00	0.00	-62.64	-11.62	0.00	0.00	0.00	0.00	N (KN)
	2.37	-19.94	7.83	-9.74	0.44	-7.27	0.00	0.00	0.00	V (KN)
testa	14.52	-19.21	-1.30	-5.99	2.69	-14.90	0.00	0.0	0.00	M (KNm)
	2.37	-29.44	-9.20	-36.27	0.44	-22.83	0.00	0.00	0.00	N (KN)
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	V (KN)

Forza assiale (-) = compressione, Momento flettente (+) = tese fibre interne

Si esegue solo la verifica di resistenza SLU per la sezione più sollecitata

Combinazione 1

$$M = 2.79 \times 1.30 - 6.01 \times 1.50 = -5.39 \text{ KNm}$$

$$N = 11.18 \times 1.30 + 10.59 \times 1.50 = 30.42 \text{ KN}$$

Combinazione 2

$$M = -2.74 \times 1.30 - 19.60 \times 1.50 = -32.96 \text{ KNm}$$

$$N = -11.62 \times 1.30 - 62.64 \times 1.50 = -109.07 \text{ KN}$$

Combinazione 3

$$M = 2.79 - 6.01 - 14.90 = -18.12 \text{ KNm}$$

$$N = 11.18 + 10.59 - 22.83 = -1.06 \text{ KN}$$

Combinazione 4

$$M = -2.74 - 19.60 - 4.97 = -27.31 \text{ KNm}$$

$$N = -11.62 - 62.64 = -74.26 \text{ KN}$$

Si considera un doppio strato di armatura 8+8 Ø 10 al metro

Titolo : **lotto2_1400**

N° figure elementari **1** Zoom

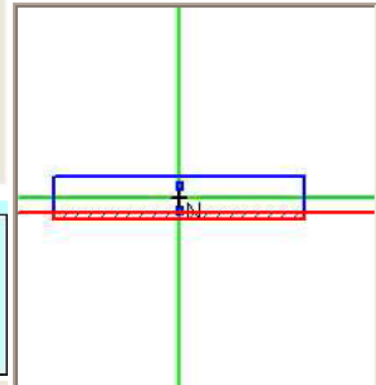
N° strati barre **2** Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	17

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6.28	3.5
2	6.28	13.5

Tipo Sezione

- ☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.



Sollecitazioni

S.L.U.

Metodo n

N _{Ed}	-74.26	62.64	kN
M _{xEd}	-27.31	19.6	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N

- ☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

- ☐ S.L.U.+ ☒ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione

- ☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. **100**

Calcola MRd

Dominio M-N

L_o cm

Col. modello

Materiali

B450C

c32/40

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}	18.13	
E _s /E _c	15		f _{cc} / f _{cd}	0.8	?
ε _{syd}	1.957	%	σ _{c,adm}	12.25	
σ _{s,adm}	255	N/mm²	τ _{co}	0.7333	
			τ _{c1}	2.114	

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ε_c 3.5 %

ε_s 15.79 %

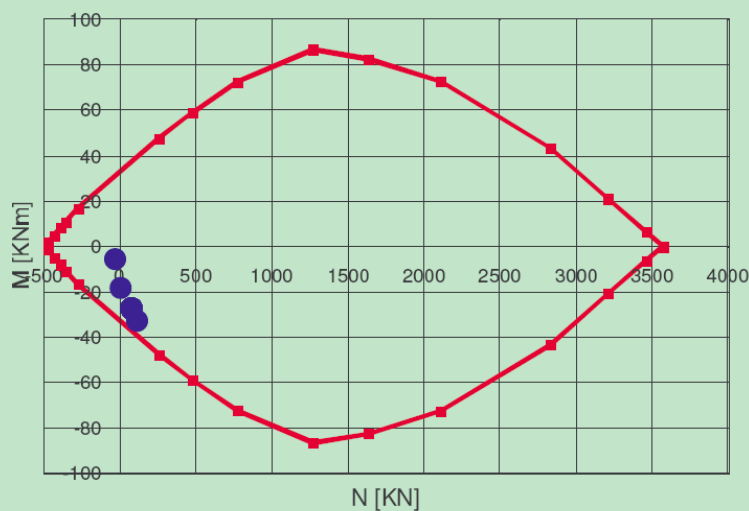
d 13.5 cm

x 2.45 x/d 0.1815

δ 0.7

☐ Precompresso

lotto2_1400



Sollecitazioni

N.	N [kN]	M [kNm]
1	-30.42	-5.39
2	109.07	-32.96
3	1.06	-18.12
4	74.26	-27.31

Aggiunge

Elimina

Valori

Infittisci punti