

ASSE VIARIO MARCHE-UMBRIA E QUADRILATERO DI PENETRAZIONE INTERNA MAXI LOTTO 2


LAVORI DI COMPLETAMENTO DELLA DIRETTRICE PERUGIA ANCONA:
SS. 318 DI "VALFABBRICA", TRATTO PIANELLO -VALFABBRICA
SS. 76 "VAL D'ESINO", TRATTI FOSSATO VICO - CANCELLI E ALBACINA - SERRA SAN QUIRICO
"PEDEMONTANA DELLE MARCHE", TRATTO FABRIANO-MUCCIA-SFERCIA.

PERIZIA DI VARIANTE

CONTRAENTE GENERALE:



Il responsabile del Contraente Generale:


Ing. Federico Montanari

Il responsabile Integrazioni delle Prestazioni Specialistiche:


Ing. Salvatore Lieto

PROGETTAZIONE: Associazione Temporanea di Imprese

Mandataria:



Mandanti:



SGAI s.r.l.
di E.Forlani & C.
Studio di Ingegneria e Geologia Applicata
Via Martelli, 20 - 47833 Mercano di Romagna (RN) - ITALY
P.IVA 01894420403 - tel/fax +39 0541988277 - e-mail: sgai@sgai.com
pec: sgai@sgai.pec.com

RESPONSABILE DELLA PROGETTAZIONE
PER L'A.T.I.

Prof. Ing. Antonio Grimaldi

GEOLOGO

Dott. Geol. Fabrizio Pontoni

COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI
PROGETTAZIONE

Ing. Michele Curiale



IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. Iginio Farotti

IL COORDINATORE DELLA
SICUREZZA IN FASE DI ESECUZIONE

Ing. Vincenzo Pardo

IL DIRETTORE DEI LAVORI

Ing. Peppino Marascio

2.1.2 - PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord - Matelica sud/Castelraimondo nord

OPERE D'ARTE MINORI

VASCHE DI PRIMA PIOGGIA

Relazione di calcolo pozzetti in c.a.

SCALA:

DATA:

Giugno 2020

Codice Unico di Progetto (CUP) **F12C03000050021** (Assegnato CIPE 23-12-2015)

Codice elaborato:

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id. doc.	N. prog.	Rev.
L 0 7 0 3	2 1 2	E	1 7	0 1 0 0 0 0	R E L	0 2	A

REV.	DATA	DESCRIZIONE	Redatto		Controllato	Approvato
A	Giugno 2020	Emissione per istruttoria QMU prot. D2 1333	M. Vari	A. Tosiani	S. Lieto	A. Grimaldi

I N D I C E

1. PREMESSA	3
1.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE	3
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	5
3.1 CALCESTRUZZO	5
3.2 ACCIAIO PER ARMATURE	6
3.3 COPRIFERRI.....	7
4. INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	8
5. CARATTERIZZAZIONE SISMICA	9
6. CRITERI GENERALI DI ANALISI E VERIFICA DELLE OPERE.....	11
6.1 ANALISI DEI CARICHI.....	11
6.1.1 Peso proprio.....	11
6.1.2 Spinta del terreno.....	11
6.1.3 Spinta in presenza di falda.....	12
6.1.4 Azioni Sismiche	13
6.2 VERIFICHE STRUTTURALI – CRITERI GENERALI.....	14
6.2.1 VERIFICA SLE.....	14
6.2.2 Verifiche delle tensioni	14
6.2.3 Verifiche a fessurazione	15
6.2.4 Verifiche allo SLU.....	16
6.2.4.1 <i>Pressoflessione</i>	16
6.2.4.2 <i>Taglio</i>	16
6.3 VERIFICHE GEOTECNICHE (CARICO LIMITE)	18
7. ANALISI VASCHE E POZZETTI IN C.A.	20
7.1 SCHEMI DI CALCOLO.....	20
8. CALCOLO DELLA PARETE DEL POZZETTO (MODELLO 1).....	25
8.1 ANALISI DEI CARICHI.....	25
8.1.1 Pesi propri e permanenti (g1k e g2k).....	25
8.1.2 Contributi di spinta statica delle terre e della falda (g3k).....	25
8.1.3 Azioni dei carichi da traffico (Qk)	26
8.1.4 Forze d'inerzia (Ek).....	28
8.1.5 <i>Sovraspinta Sismica (ΔS)</i>	29
8.1 ANALISI DELLA STRUTTURA.....	30
9. CALCOLO DELLA PARETE DELLE VASCHE (MODELLO 2)	31
9.1 ANALISI DEI CARICHI.....	31
9.1.1 Pesi propri e permanenti (g1k e g2k).....	31
9.1.2 Contributi di spinta statica delle terre e della falda (g3k).....	31
9.1.3 Azioni dei carichi da traffico (Qk)	32
9.1.4 Forze d'inerzia (Ek).....	34
9.1.5 <i>Sovraspinta Sismica (ΔS)</i>	35
9.1 ANALISI DELLA STRUTTURA.....	36

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS O10000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. A	Pag.di Pag. 2 di 55
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	------------------------

10. CALCOLO DELLA PARETE DELLA VASCA VPP8 (MODELLO 3) 37

10.1	ANALISI DEI CARICHI.....	37
10.1.1	Pesi propri e permanenti (g1k e g2k).....	37
10.1.2	Contributi di spinta statica delle terre e della falda (g3k).....	37
10.1.3	Azioni dei carichi da traffico (Qk).....	38
10.1.4	Forze d'inerzia (Ek).....	40
10.1.5	Sovraspinta Sismica (ΔS).....	41
10.1	ANALISI DELLA STRUTTURA.....	42

11. COMBINAZIONI DI CARICO..... 43

11.1	COMBINAZIONI PER LA VERIFICA ALLO SLU E SLE.....	43
------	--	----

12. RISULTATI PRINCIPALI..... 46

12.1	TABELLE DELLE SOLLECITAZIONI.....	46
------	-----------------------------------	----

13. VERIFICHE..... 47

13.1	RIEPILOGO DELLE SOLLECITAZIONI DI VERIFICA.....	47
13.2	RIEPILOGO DELLE ARMATURE PREDISPOSTE.....	48
13.2.1	Armature Verticali.....	48
13.2.2	Armature Orizzontali.....	49
13.3	VERIFICHE DI RESISTENZA.....	50
13.3.1	Verifiche allo Stato Limite Ultimo (STR e Sisma).....	50
13.3.2	Verifiche tensionali e di fessurazione agli S.L.E.....	52

1. PREMESSA

Nell'ambito dei lavori di completamento della direttrice Perugia – Ancona "Pedemontana delle Marche": Sub Lotto 2.2 Tratto Matelica Nord – Matelica Sud/Castelraimondo Nord, è prevista la realizzazione di vasche di prima pioggia.

Oggetto della trattazione nel seguito esposta è in particolare il dimensionamento strutturale e geotecnico dei pozzetti di raccolta delle acque di piattaforma in adiacenza alle vasche di raccolta e smaltimento delle acque defluenti nei tombini, ubicati generalmente a monte e/o valle delle opere di attraversamento, ed in qualche caso, in corrispondenza di salti intermedi.

Nel seguito, dopo una breve descrizione delle opere cui si riferiscono i calcoli sviluppati, si riportano tutti i criteri generali adottati per le analisi e verifiche strutturali, ed a seguire tutti i risultati ottenuti nei vari casi.

1.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Per completezza, si riporta nella tabella seguente, l'elenco completo degli attraversamenti in progetto, con indicazione delle geometrie di ciascun pozzetto:

Vasca	Pozzetto raccolta acque di piattaforma					Vasca di recapito				
	Hint	B1xB2	Sf	Sp	St	Hint	B1/B2	Sf/Ss	Sp	St
VPP1	1.9	0.9X0.9	0.2	0.2	-	1.46	3.6x1.8	0.2	0.2	0.2
VPP2	-	-	-	-	-	1.85	3.6x1.8	0.2	0.2	0.2
VPP3	-	-	-	-	-	2.3	3.6x1.8	0.2	0.2	0.2
VPP4	2.4	0.9X0.9	0.2	0.2	-	2.62	3.6x1.8	0.2	0.2	0.2
VPP5	3.6	0.9X0.9	0.2	0.2	-	1.64	3.6x1.8	0.2	0.2	0.2
VPP6	-	-	-	-	-	1.6	6.15x1.8	0.2	0.2	0.2
VPP7	2.8	0.9X0.9	0.2	0.2	-	1.65	3.6x1.8	0.2	0.2	0.2
VPP8	2.35	1.1X0.9	0.2	0.2	-	3.2	3.2x1.8	0.2	0.2	0.2
VPP9	-	-	-	-	-	2.44	3.6x1.8	0.2	0.2	0.2

- Tabella di sintesi pozzetti attraversamenti idraulici -

Hint: Altezza interna Pozzetto/Vasca;

B1xB2: Dimensioni interne Pozzetto/Vasca;

Sf,Sp,St: Sono rispettivamente gli spessori della soletta di fondazione, delle pareti e della soletta di copertura (ove presente)

Nelle pagine seguenti sono riportati i risultati dell'analisi delle sollecitazioni e relative verifiche strutturali.

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS O10000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. A	Pag.di Pag. 4 di 55
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	------------------------

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per la redazione del progetto strutturale e geotecnico esposto nel presente documento, si è fatto riferimento alle seguenti normative e specifiche nazionali e comunitarie:

- **D.M. 14/01/2008.**
Norme tecniche per le costruzioni.
- **Circolare del 02/02/2009.**
Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 14/01/2008.
- **UNI EN 206-1-2001:** Calcestruzzo. "Specificazione, prestazione, produzione e conformità".
- **UNI 11104-2004:** Specificazione, prestazione, produzione e conformità: Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1
- **Linee Guida sul calcestruzzo strutturale** - Servizio Tecnico Centrale dei Lavori Pubblici – Dicembre 1996 (L.G.S.T.C.)

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Nel paragrafi seguenti si riportano le caratteristiche dei materiali previsti per la realizzazione dell'opera

3.1 CALCESTRUZZO

Per tutte le parti strutturali dell'opera in progetto è previsto l'impiego di calcestruzzo di classe C32/40, di cui nel seguito si riportan le relative caratteristiche meccaniche valutate in accordo a quanto prescritto ai par. 4.1.2.1 e 11.2.10 del DM 14.01.08:

Classe di Resistenza

32/40

Valore caratteristico della resistenza a compressione cubica a 28 gg:

$R_{ck} = 40$ MPa

Valore caratteristico della resistenza a compressione cilindrica a 28 gg:

$f_{ck} = 33.2$ MPa (0,83*R_{ck})

Resistenza a compressione cilindrica media:

$f_{cm} = 41.2$ MPa (f_{ck}+8)

Resistenza a trazione assiale:

$f_{ctm} = 3.10$ MPa Valore medio

$f_{ctk,0,05} = 2.17$ MPa Valore caratteristico frattile 5%

Resistenza a trazione per flessione:

$f_{ctm} = 3.7$ MPa Valore medio

$f_{ctk,0,05} = 2.6$ MPa Valore caratteristico frattile 5%

Coefficiente parziale per le verifiche agli SLU:

$\gamma_c = 1.5$

Per situazioni di carico eccezionali, tale valore va considerato pari ad 1,0

Resistenza di calcolo a compressione allo SLU:

$f_{cd} = 18.8$ MPa (0,85*f_{ck}/γ_s)

Resistenza di calcolo a trazione diretta allo SLU:

$f_{ctd} = 1.45$ MPa (f_{ctk,0,05}/γ_s)

Resistenza di calcolo a trazione per flessione SLU:

$f_{ctd} = 1.74$ MPa 1,2*f_{ctd}

Per spessori minori di 50mm e calcestruzzi ordinari, tale valore va ridotto del 20%

Modulo di elasticità secante:

$E_{cm} = 33643$ MPa

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS O10000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. A	Pag.di Pag. 6 di 55
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	------------------------

Modulo di Poisson:

$$\nu = 0,2$$

□

Coefficiente di dilatazione lineare

$$\alpha = 0,00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

Tensione di aderenza di calcolo acciaio-calcestruzzo

$$\eta = 1,00$$

$$f_{bd} = 3,25 \text{ MPa} \quad (2,25 \cdot f_{ctk} \cdot \eta / \gamma_s)$$

Nel caso di armature molto addensate, o ancoraggi in zona tesa tale valore va diviso per 1,5

3.2 ACCIAIO PER ARMATURE

Per l'armatura delle strutture in calcestruzzo è previsto l'impiego di barre ad aderenza migliorata in acciaio tipo B450C, di cui nel seguito sono riportate le relative caratteristiche meccaniche:

Classe di Resistenza

Tensione caratteristica di rottura:

$$f_{tk} = 540 \text{ MPa} \quad (\text{frattile al } 5\%)$$

Tensione caratteristica allo snervamento:

$$f_{yk} = 450 \text{ MPa} \quad (\text{frattile al } 5\%)$$

Fattore di sovreresistenza (nel caso di impiego di legame costitutivo tipo bilineare con incrudimento)

$$k = f_{tk} / f_{yk} = 1,20 \text{ MPa}$$

Allungamento a rottura (nel caso di impiego di legame costitutivo tipo bilineare con incrudimento)

$$(A_{gt})_k = \epsilon_{uk} = 7,5 \%$$

$$\epsilon_{ud} = 0,9 \epsilon_{uk} = 6,75 \%$$

Coefficiente parziale per le verifiche agli SLU:

$$\gamma_c = 1,15$$

Per situazioni di carico eccezionali, tale valore va considerato pari ad 1,0

Resistenza di calcolo allo SLU:

$$f_{yd} = 391,3 \text{ MPa} \quad (f_{yk} / \gamma_s)$$

Modulo di elasticità :

$$E_F = 210000 \text{ MPa}$$

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS O10000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. A	Pag.di Pag. 7 di 55
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	------------------------

3.3 COPRIFERRI

La scelta del copriferro minimo di progetto c_{min} inteso come lo spessore minimo del ricoprimento dello strato di calcestruzzo a protezione dei ferri d'armatura è stato determinato in base a quanto indicato nella Tab. C4.1.IV della Circolare Esplicativa NTC n.617/09, tenendo conto della classe di esposizione ambientale e della classe del Calcestruzzo prevista

Nello specifico, tenendo conto della classe di esposizione ambientale desunta dalle analisi specifiche condotte nei riguardi dell'attacco chimico, che hanno evidenziato una **Classe di Esposizione XA2** e pertanto **Condizioni Ambientali "Aggressive"**, in relazione a quanto riportato in tabella 4.1.III del DM 14.01.08, per la classe di calcestruzzo prevista (C32/40) è prescritto un copriferro minimo $c_{min} \geq 35\text{mm}$.

In definitiva ai fini progettuali si è assunto $c=40\text{mm}$.

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

Tab 4.1.III – DM 14.01.08

Tabella C4.1.IV Copriferrini minimi in mm

C_{min}	C_o	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	
			$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
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 ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Tab C4.1.IV – Circolare n617/09

4. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Per la caratterizzazione geotecnica del terreno interagente con le opere oggetto di dimensionamento nel presente documento, si è fatto riferimento a quanto dettagliatamente indicato nella Relazione Geotecnica e nel Profilo Geotecnico Generale di Progetto, da cui si evince che le formazioni più superficiali che interagiscono con le fondazioni degli scatolari, sono generalmente costituite dalle unità geotecniche **Ecla, Ala e Salt**, di cui nel seguito si riepilogano i parametri fisico-meccanici attribuiti sulla scorta dei risultati delle indagini effettuate:

Unità Ecla - Depositi eluvio colluviali limoso argillosi

$\gamma = 18.5 \div 20.5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 24 \div 27^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 5 \div 15 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi_{r'} = 19 \div 21^\circ$	angolo di resistenza al taglio residuo
$c_{r'} = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata residua
$c_u = 50 \div 160 \text{ kPa}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$E_o = 100 \div 400 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale

Unità Ala - Depositi alluvionali limoso argillosi

$\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 24 \div 26^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0 \div 5 \text{ kPa}$	coesione drenata
$c_u = 50 \div 100 \text{ kPa}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$E_o = 70 \div 250 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale

Unità Salt – Substrato alterato argilloso limoso

$\gamma = 20.0 \div 20.5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 27^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 20 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi_{r'} = 19^\circ$	angolo di resistenza al taglio residuo
$c_{r'} = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata residua
$c_u = 75 \div 430 \text{ kPa}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$E_o = 150 \div 600 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale

In considerazione pertanto della variabilità contenuta dei parametri tra le diverse unità, si è fatto riferimento ai fini del calcolo ai seguenti parametri di progetto del terreno di fondazione, espressi in termini di tensioni efficaci:

$\gamma \text{ (KN/m}^3\text{)}$	$c' \text{ (KPa)}$	φ°	$E \text{ (KPa)}$
19.0	0.0	25.00	150.0

Riguardo il livello di **falda locale**, dal profilo Geotecnico risulta che la falda è generalmente superficiale, e contenuto nell'ordine di alcuni metri dal piano campagna; tenendo conto di tale aspetto nonché delle quote di progetto delle fondazioni delle opere desumibili dai relativi elaborati grafici, si è assunto ai fini del calcolo, un livello di falda +1m al di sopra della quota di imposta delle fondazioni.

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS O10000	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. A	Pag.di Pag. 9 di 55
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	------------------------

5. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Le opere in progetto rientrano nell'ambito dei Lavori di Realizzazione dell'Infrastruttura "Pedemontana delle Marche" progettato per una vita nominale V_N pari a **50** anni. ed una classe d'uso **III** (Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.) ai sensi del D. Min. 14/01/2008, da cui scaturisce un coefficiente d'uso $C_U = 1.5$

L'azione sismica di progetto è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base del sito su cui l'opera insiste, descritta in termini geografici e temporali:

- attraverso i valori di accelerazione orizzontale di picco a_g (attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale) e le espressioni che definiscono le ordinate del relativo spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$;
- in corrispondenza del punto del reticolo che individua la posizione geografica dell'opera;
- con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR.

In particolare, la forma spettrale prevista dalla normativa è definita, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:

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

I suddetti parametri sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici.

In particolare, si può notare come F_0 descriva la pericolosità sismica locale del sito su cui l'opera insiste. Infatti, da quest'ultimo, attraverso le espressioni fornite dalla normativa, sono valutati i valori d'amplificazione stratigrafica e topografica.

Di seguito sono riassunti i valori dei parametri assunti per l'opera in oggetto.

- Vita nominale V_N = 50 anni;
- Classe d'uso = III;
- Coefficiente d'uso C_U = 1.5;
- Periodo di riferimento V_R = 75 anni;
- $T_{R,SLV}$ = 712 anni;
- Comune = Fabriano;

A partire dai dati di cui in precedenza, si determinano i valori dei parametri di pericolosità sismica riferiti ai diversi stati limite di verifica previsti dalla Normativa nei riguardi delle azioni sismiche :

2.1.1 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica Sud/Castelraimondo Nord

OPERE D'ARTE MINORI – Vasche di prima pioggia

Relazione di calcolo pozzetti in c.a.

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS O10000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. A	Pag.di Pag. 10 di 55
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

V_R [anni]	Stato Limite	PV_R -	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
75	SLO	81%	45	0.073	2.450	0.286
	SLD	63%	75	0.090	2.454	0.297
	SLV	10%	712	0.206	2.526	0.331
	SLC	5%	1462	0.262	2.555	0.339

Tabella di riepilogo Parametri di pericolosità di Progetto

Per il tipo di opera in esame, le verifiche vanno tuttavia effettuate rispetto allo SLV, considerando pertanto:

- $a_{g,SLV}$ = 0.206 g;
- $F_{0,SLV}$ = 2.526;
- $T_{c,SLV}^*$ = 0.331 sec.

6. CRITERI GENERALI DI ANALISI E VERIFICA DELLE OPERE

Nell'ambito del presente paragrafo, si descrivono i criteri generali adottati per l'Analisi e relative verifiche strutturali e geotecniche delle opere oggetto di dimensionamento

6.1 ANALISI DEI CARICHI

6.1.1 Peso proprio

Il peso proprio delle strutture è determinato automaticamente dal programma di calcolo, avendo considerato un peso dell'unità di volume del c.a. $\gamma_{cls} = 25 \text{ KN/m}^3$.

6.1.2 Spinta del terreno

Per la valutazione delle Spinte del terreno sui piedritti, si è fatto riferimento alla teoria di Coulomb.

La teoria di Coulomb considera l'ipotesi di un cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno. In particolare Coulomb ammette, al contrario della teoria di Rankine, l'esistenza di attrito fra il terreno e la parete, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale alla parete stesso di un angolo di attrito terra-parete.

L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno, di peso di volume γ , su una parete di altezza H , risulta espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione (per terreno incoerente) :

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a$$

K_a rappresenta il coefficiente di spinta attiva di Coulomb nella versione riveduta da Muller-Breslau, espresso come :

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta) \cdot \left[1 + \frac{\sqrt{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}}{\sqrt{\sin(\alpha - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

dove ϕ è l'angolo d'attrito del terreno, α rappresenta l'angolo che la parete forma con l'orizzontale ($\alpha = 90^\circ$ per parete verticale), δ è l'angolo d'attrito terreno-parete, β è l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.

La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno-parete δ rispetto alla normale alla parete.

Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni ($1/3 H$ rispetto alla base della parete). L'espressione di K_a perde di significato per $\beta > \phi$.

Questo coincide con quanto si intuisce fisicamente: la pendenza del terreno a monte della parete non

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS O10000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. A	Pag.di Pag. 12 di 55
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

può superare l'angolo di natural declivio del terreno stesso.

Nel caso di terreno dotato di attrito e coesione c l'espressione della pressione del terreno ad una generica profondità z vale :

$$\sigma_a = \gamma \cdot z \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$$

Nel caso in esame tuttavia, in considerazione della ridotta capacità de formativa dell'opera , si è assunto che sui piedritti agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo.

Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione :

$$K_0 = 1 - \sin \phi$$

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 :

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

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_0 + p_v \cdot K_0 \cdot H$$

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

Per il rilevato stradale, responsabile delle spinte sull'opera, sono stati assunti i seguenti valori dei parametri fisico meccanici geotecnici di progetto:

- **peso di volume $\gamma = 20 \text{ KN/mc}$**
- **angolo di attrito $\varphi' = 35^\circ$**
- **coesione efficace $c' = 0$.**

In definitiva, tenendo conto che molti dei pozzetti e/o vasche risultano ubicate in zone esterne al corpo stradale, si è considerato ai fini delle spinte un angolo d'attrito medio tra il terreno in sito ed il rilevato stradale, ovvero $\varphi' = 30^\circ$

6.1.3 Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni sulla parete risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento:

$$\gamma_a = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso di volume

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS O10000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. A	Pag.di Pag. 13 di 55
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

dell'acqua.

Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

6.1.4 Azioni Sismiche

Per il calcolo dell'azione sismica si è utilizzato il metodo dell'analisi pseudostatica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k .

Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

Forza sismica orizzontale $F_h = k_h * W$

Forza sismica verticale $F_v = k_v * W$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = a_{max} / g$$

$$k_v = \pm 0,5 * k_h$$

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S * a = S_s * S_t * a_g$$

Nel caso specifico, in accordo a quanto già riportato al precedente paragrafo risulta:

- $T_{R,SLV}$ = 712 anni;
- Comune = Fabriano;
- $a_{g,SLV}$ = 0.206 g;
- $F_{0,SLV}$ = 2.526;
- $T^*_{c,SLV}$ = 0.331 sec.

Potendo considerare generalmente sottosuoli di tipo C per l'intero lotto in progetto, risulta nel caso in esame:

Cat Suolo	C
$S_s =$	1,388
$S_T =$	1,00
$a_{max} [m/s^2] =$	2,803

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS O10000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. A	Pag.di Pag. 14 di 55
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

K_h [--] = 0,286 Coefficiente sismico orizzontale

K_v [--] = 0,143 Coefficiente sismico verticale

Riguardo le spinte del terreno in fase sismica infine, L'incremento di spinta può essere assunto agente nello stesso punto di quella statica, nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, oppure a metà altezza dell'opera, negli altri casi.

La spinta totale di progetto Ed agente sull'opera di sostegno è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot h^2 + E_{ws}$$

dove: γ è il peso specifico del terreno;

K è il coefficiente di spinta sismico del terreno;

h è l'altezza del muro;

Ews è la spinta idrostatica;

Il coefficiente di spinta del terreno viene calcolato come nel caso statico ma con le seguenti modifiche*:

- nel caso di terreno sotto falda, applicando una rotazione al profilo del muro e degli strati di terreno, secondo le espressioni

$$\tan \theta_A = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 + k_v} \quad \text{e} \quad \tan \theta_B = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 - k_v}$$

dove: γ è il peso specifico del terreno saturo;

γ_w è il peso specifico dell'acqua;

6.2 VERIFICHE STRUTTURALI – CRITERI GENERALI

6.2.1 VERIFICA SLE

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle Combinazioni di Calcolo allo SLE, il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure nel calcestruzzo attesa, secondo quanto di seguito specificato:

6.2.2 Verifiche delle tensioni

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente"; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente" adottando come limiti di riferimento, quelli di seguito indicati, in accordo alle prescrizioni della normativa vigente:

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS O10000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. A	Pag.di Pag. 15 di 55
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

Per il caso in esame risulta in particolare :

CALCESTRUZZO

$$\sigma_{\max QP} = (0,45 f_{ck}) = \mathbf{14.94} \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Quasi Permanente})$$

$$\sigma_{\max R} = (0,60 f_{ck}) = \mathbf{19.92} \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Caratteristica - Rara})$$

ACCIAIO

$$\sigma_{f\max} = (0,80 f_{yk}) = \mathbf{360} \text{ MPa} \quad \begin{array}{l} \text{Combinazione di Carico} \\ \text{Caratteristica(Rara)} \end{array}$$

6.2.3 Verifiche a fessurazione

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico frequente e combinazione quasi permanente. Essendo la struttura a contatto col terreno si considerano condizioni ambientali aggressive; le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC – Tabella 4.1.IV]

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportato nel prospetto seguente:

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto Aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Risultando in particolare :

$$w_1 = 0.2 \text{ mm} \quad w_2 = 0.3 \text{ mm} \quad w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

Nel caso in esame si ha:

Condizioni Ambientali : aggressive

Armature : Poco Sensibili

Conseguentemente dovrà risultare:

Combinazione Quasi permanente : $w \leq 0.2 \text{ mm}$

Combinazione Frequente : $w \leq 0.3 \text{ mm}$

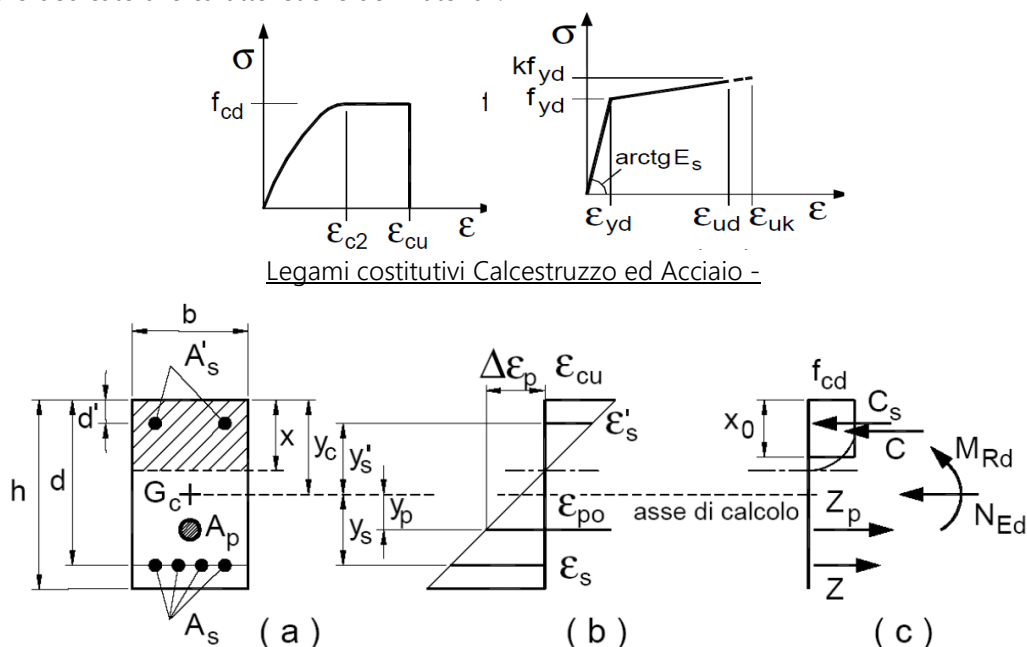
Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	212	E	17	OI0000	REL	02	A	16 di 55

Riguardo infine il valore di calcolo dell'ampiezza delle fessure da confrontare con i valori limite fissati dalla norma, si è utilizzata la procedura del D.M. 9 gennaio 1996, in accordo a quanto previsto al punto " C4.1.2.2.4.6 Verifica allo stato limite di fessurazione" della Circolare n.617/09.

6.2.4 Verifiche allo SLU

6.2.4.1 Pressoflessione

La determinazione della capacità resistente a flessione/pressoflessione della generica sezione, viene effettuata con i criteri di cui al punto 4.1.2.1.2.4 delle NTC08, secondo quanto riportato schematicamente nelle figure seguito, tenendo conto dei valori delle resistenze e deformazioni di calcolo riportate al paragrafo dedicato alle caratteristiche dei materiali:



Schema di riferimento per la valutazione della capacità resistente a pressoflessione generica sezione -
 La verifica consisterà nel controllare il soddisfacimento della seguente condizione:

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

dove

M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;

N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;

M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

6.2.4.2 Taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} della membratura priva di armatura specifica risulta pari a:

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N. prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L073	212	E	17	OI0000	REL	02	A	17 di 55

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w d$$

Dove:

- $v_{\min} = 0.035 k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$;
- $k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2$;
- $\rho_1 = A_{sw} / (b_w \cdot d)$
- d = altezza utile per piedritti soletta superiore ed inferiore;
- $b_w = 1000$ mm larghezza utile della sezione ai fini del taglio.

In presenza di armatura, invece, la resistenza a taglio V_{Rd} è il minimo tra la resistenza a taglio trazione V_{Rsd} e la resistenza a taglio compressione V_{Rcd}

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

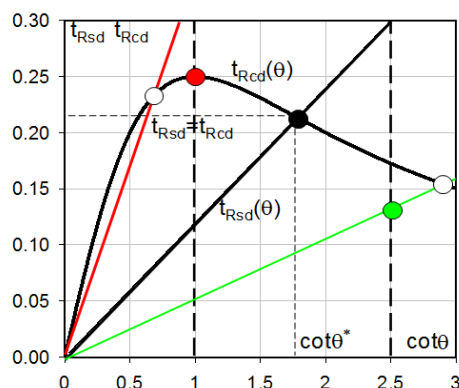
$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{(\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta)}{(1 + \text{ctg}^2 \theta)}$$

Essendo:

$$1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2,5$$

Per quanto riguarda in particolare le verifiche a taglio per elementi armati a taglio, si è fatto riferimento al metodo del traliccio ad inclinazione variabile, in accordo a quanto prescritto al punto 4.1.2.1.3 delle NTC08, considerando ai fini delle verifiche, un angolo θ di inclinazione delle bielle compresse del traliccio resistente tale da rispettare la condizione.

$$1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2,5 \quad 45^\circ \geq \theta \geq 21.8^\circ$$



Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS O10000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. A	Pag.di Pag. 18 di 55
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

L'angolo effettivo di inclinazione delle bielle (θ) assunto nelle verifiche è stato in particolare valutato, nell'ambito di un problema di verifica, tenendo conto di quanto di seguito indicato :

$$\cot \theta^* = \sqrt{\frac{v \cdot \alpha_c}{\omega_{sw}} - 1}$$

(θ^* angolo di inclinazione delle bielle cui corrisponde la crisi contemporanea di bielle compresse ed armature)

dove

$$v = f'_{cd} / f_{cd} = 0.5$$

f'_{cd} = resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

f_{cd} = resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo d'anima

α_c	coefficiente maggiorativo pari a	1	per membrature non compresse
		$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0.25 f_{cd}$
		1,25	per $0.25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 f_{cd}$
		$2.5(1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$	per $0.5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

ω_{sw} : Percentuale meccanica di armatura trasversale.

$$\omega_{sw} = \frac{A_{sw} f_{yd}}{b s f_{cd}}$$

- Se la $\cot \theta^*$ è compresa nell'intervallo (1,0-2,5) è possibile valutare il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd}=V_{Rsd})$
- Se la $\cot \theta^*$ è maggiore di 2,5 la crisi è da attribuirsi all'armatura trasversale e il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rsd})$ coincide con il massimo taglio sopportato dalle armature trasversali valutabile per una $\cot \theta = 2,5$.
- Se la $\cot \theta^*$ è minore di 1,0 la crisi è da attribuirsi alle bielle compresse e taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd})$ coincide con il massimo taglio sopportato dalle bielle di calcestruzzo valutabile per una $\cot \theta = 1,0$.

6.3 VERIFICHE GEOTECNICHE (CARICO LIMITE)

Per la verifica della capacità portante delle Fondazioni superficiali, si è fatto ricorso alla teoria di Meyerhof secondo la quale, il carico limite di una fondazione superficiale, è valutabile attraverso le seguenti espressioni:

$$Q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \quad (\text{Caso di Carico Verticale})$$

$$Q_{lim} = c \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c + \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \quad (\text{Caso di Carico Inclinato})$$

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS O10000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. A	Pag.di Pag. 19 di 55
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

dove:

Il prodotto $\gamma_1 D$ presente nel 2° termine, corrisponde al valore della pressione efficace sul piano di appoggio della fondazione che quindi nel caso più generale di falda tra piano campagna e piano di posa fondazione, corrisponde a:

$$\gamma_1 x h_w + \gamma_1 x (D - h_w)$$

con la specifica inoltre che in tal caso, alla formula trinomia va aggiunto l'ulteriore termine

$$\gamma_w x h_w$$

Allo stesso modo, per falda presente nel volume di terreno potenzialmente interessato dal meccanismo di rottura, il γ_2 del terzo termine della trinomia corrisponde al peso di volume efficace della terreno di fondazione γ_2

γ_2 = peso di volume dello strato di fondazione;

γ_w = peso di volume falda

h_w = quota falda rispetto al piano di posa della fondazione

B' = larghezza efficace della fondazione (depurata dell'eventuale eccentricità del carico $B' = B - 2e$;

e = eccentricità del carico rispetto al baricentro della fondazione

L' = lunghezza efficace della fondazione (depurata dell'eventuale eccentricità del carico $L' = L - 2e$;

c = coesione efficace dello strato di fondazione;

N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante;

s_c, s_q, s_γ = fattori di forma della fondazione;

d_c, d_q, d_γ = fattori di profondità del piano di posa della fondazione.

i_c, i_q, i_γ = fattori di inclinazione del carico;

Per la teoria di Meyerhof i coefficienti sopra definiti assumono le espressioni che seguono:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot ctg \phi; \quad N_q = tg^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{(\pi \cdot tg \phi)}; \quad N_\gamma = (N_q - 1) \cdot tg (1.4 \cdot \phi)$$

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot Kp \cdot \frac{B}{L}; \quad s_q = 1 + 0.1 \cdot tg^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot \frac{B}{L}; \quad s_\gamma = s_q$$

$$d_c = 1 + 0.2 \cdot tg \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot \frac{D}{B_f}; \quad d_q = 1 + 0.1 \cdot tg \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot \frac{D}{B_f}; \quad d_\gamma = d_q$$

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS O10000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. A	Pag.di Pag. 20 di 55
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

$$i_c = \left(1 - \frac{\theta^o}{90^o}\right)^2; \quad i_q = i_c; \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^o}{\phi^o}\right)^2$$

nelle quali si sono considerati i seguenti dati:

ϕ = angolo di attrito dello strato di fondazione;

θ = inclinazione della risultante sulla verticale;

D = profondità della fondazione.

** nel caso di terreno eminentemente coesivo ($\phi = 0$) si assume: $s_q = 1$; $s_\gamma = 1$; $d_q = 1$; $d_\gamma = 1$;

$i_\gamma = 0$.

7. ANALISI VASCHE E POZZETTI IN C.A.

Nel presente paragrafo si riportano i risultati del dimensionamento dei pozzetti delle opere di attraversamento idraulico in progetto.

Si tratta in generale di Vasche in c.a. a pianta rettangolare, è prevista anche la realizzazione di una soletta di chiusura in copertura per il contenimento del rilevato stradale sovrastante. Per i pozzetti di raccolta delle acque di piattaforma sul lato superiore sono chiusi con un chiusino.

Nei riguardi degli aspetti di calcolo, si è proceduto all'individuazione di alcuni modelli strutturali che per geometrie, schema strutturale e condizioni di carico al contorno potessero ritenersi rappresentativi dell'intera casistica, così come rappresentato negli elaborati di progetto.

7.1 Schemi Di Calcolo

In relazione a quanto anticipato in precedenza, sono state individuati, dal punto di vista strutturale, **tre modelli di calcolo** ritenuti rappresentativi di tutte le soluzioni di progetto previste, secondo quanto di seguito specificato, ovvero:

Modello 1: Pozzetti a comportamento a pistra incastatrata su tre lati; Viene effettuata l'analisi della parete del pozzetto vincolata su tre lati alle altre pareti e libera in testa; Tale parete è implementata nel programma di calcolo SAP2000 con elementi finiti di tipo shell.

Tale schema di calcolo è valido per pozzetti di raccolta delle acque di piattaforma.

Di seguito si riassumono le principali dimensioni geometriche della parete che presenta le dimensioni maggiori, quella relativa al pozzetto di raccolta delle acque di piattaforma della vasca VPP5:

Larghezza	B_m	0.9	[m]
Altezza	H_m	3.6	[m]
Spessore parete	T_p	0.20	[m]
Profondità della falda	Z_w	0.8	[m]

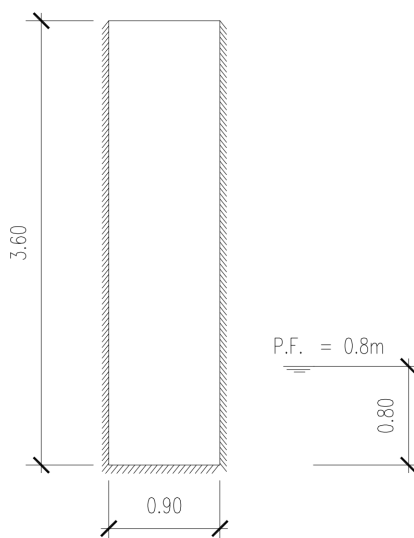
2.1.1 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica Sud/Castelraimondo Nord

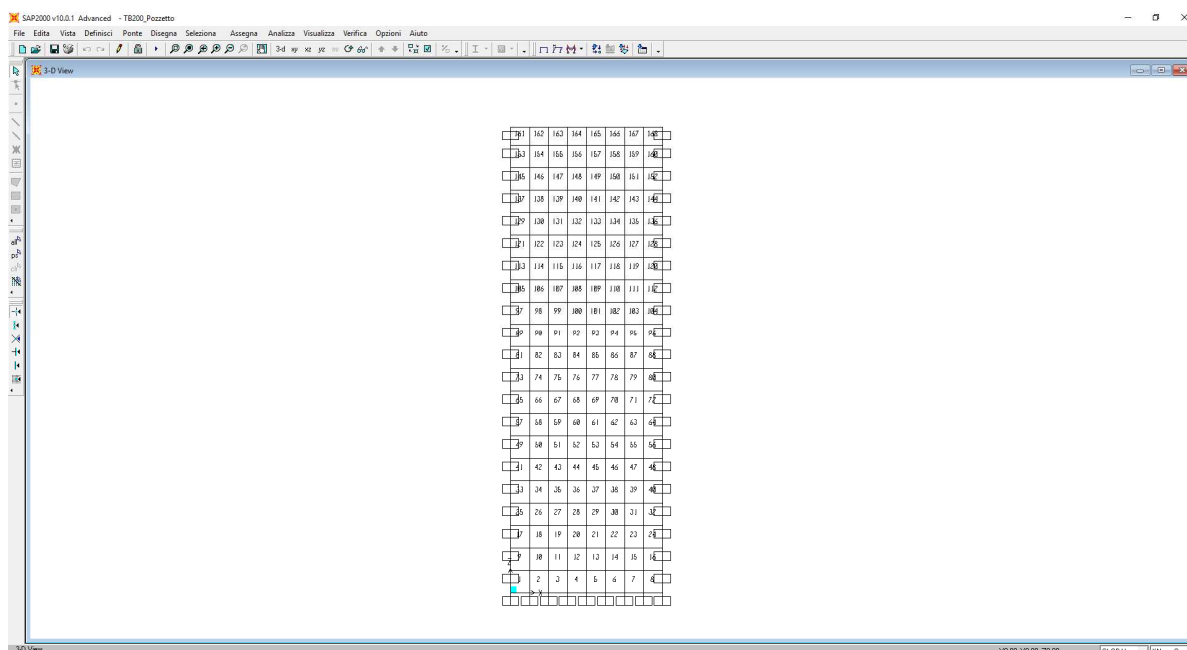
OPERE D'ARTE MINORI – Vasche di prima pioggia

Relazione di calcolo pozzetti in c.a.

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS O10000	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. A	Pag.di Pag. 21 di 55
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------



Visto la geometria dell'opera e le sue limitate dimensioni, si è considerato un modello di calcolo a piastra incastrata su tre lati e libera in testa.



Schema di calcolo pozzetti

Modello 2: Vasche a comportamento a piastra incastrata su quattro lati; Viene effettuata l'analisi della parete del pozzetto vincolata su quattro lati alle altre pareti; Tale parete è implementata nel programma di calcolo SAP2000 con elementi finiti di tipo shell.

Tale schema di calcolo è valido per le vasche di recapito.

Di seguito si riassumono le principali dimensioni geometriche della parete che presenta le dimensioni maggiori, quella relativa alla vasca VPP4:

2.1.1 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica Sud/Castelraimondo Nord

OPERE D'ARTE MINORI – Vasche di prima pioggia

Relazione di calcolo pozzetti in c.a.

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS O10000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. A	Pag.di Pag. 22 di 55
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

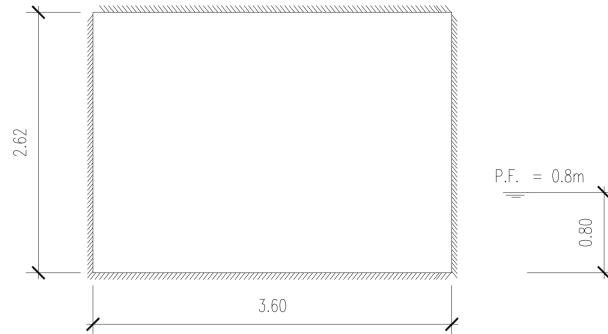
VASCA VPP4:

Larghezza B_m 3.6 [m]

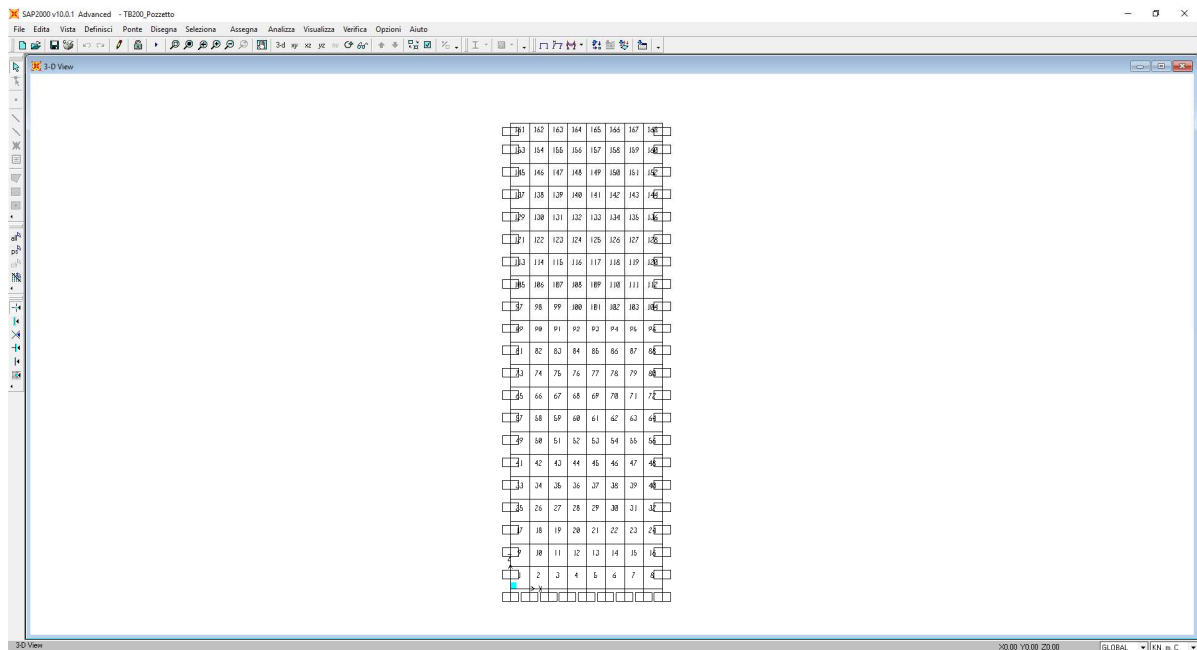
Altezza H_m 2.62 [m]

Spessore parete T_p 0.20 [m]

Profondità della falda Z_w 0.8 [m]



Visto la geometria dell'opera e le sue limitate dimensioni, si è considerato un modello di calcolo a piastra incastrata su quattro lati.



Schema di calcolo vasche

2.1.1 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica Sud/Castelraimondo Nord

OPERE D'ARTE MINORI – Vasche di prima pioggia

Relazione di calcolo pozzetti in c.a.

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS O10000	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. A	Pag.di Pag. 23 di 55
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

Modello 3: Vasca VPP8; Per questo vasca è stato adottato un modello ad hoc per rappresentare la reale geometria della parete libera superiormente e vincolata sugli altri lati; Tale parete è implementata nel programma di calcolo SAP2000 con elementi finiti di tipo shell.

Di seguito si riassumono le principali dimensioni geometriche della parete:

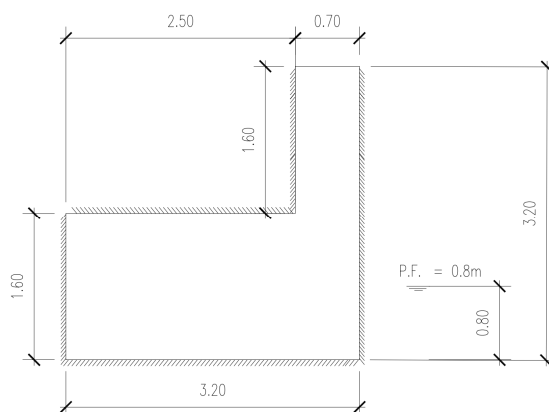
VASCA VPP8:

Larghezza B_m 3.2/2.5 [m]

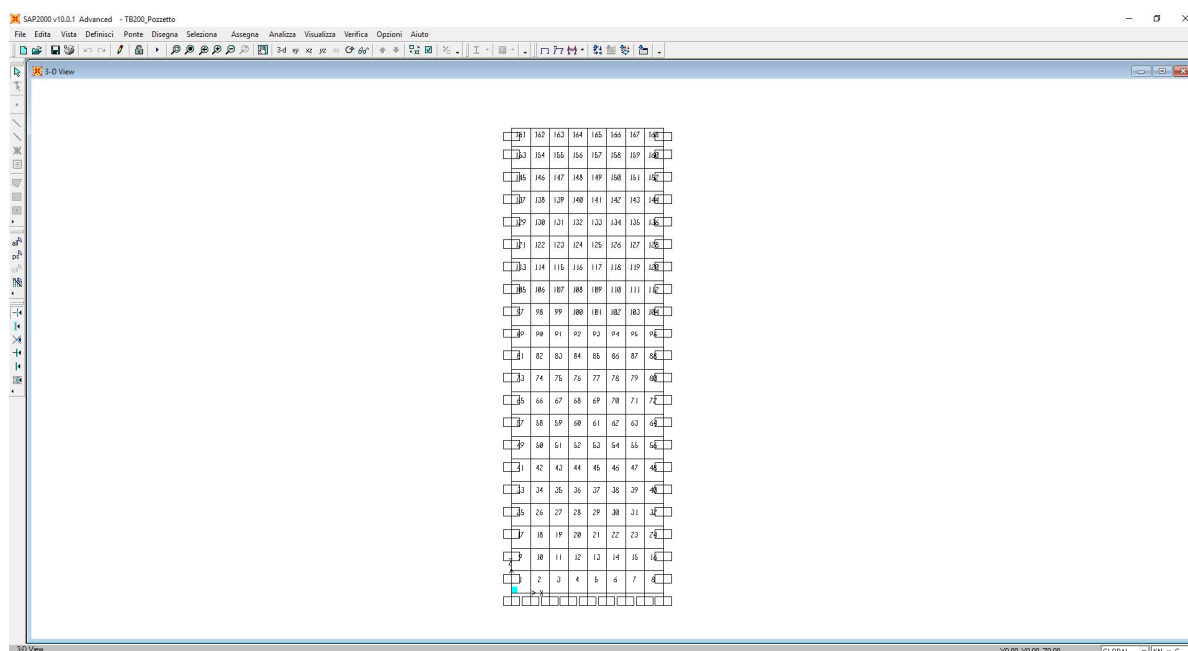
Altezza H_m 1.6/3.2 [m]

Spessore parete T_p 0.20 [m]

Profondità della falda Z_w 0.8 [m]



Visto la geometria dell'opera e le sue limitate dimensioni, si è considerato il seguente modello di calcolo a piastra.



Schema di calcolo vasca VPP8

2.1.1 PEDEMONTANA DELLE MARCHE**Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica Sud/Castelraimondo Nord****OPERE D'ARTE MINORI – Vasche di prima pioggia**

Relazione di calcolo pozzetti in c.a.

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS 010000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. A	Pag.di Pag. 24 di 55
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

Nelle pagine seguenti sono riportati i risultati dell'analisi delle sollecitazioni e relative verifiche strutturali condotte per il più gravoso dei casi citati, avendo fatto riferimento per il calcolo delle spinte del terreno ad una condizione di spinta a riposo.

Si è inoltre tenuto conto dell'eventuale presenza in fase statica di un sovraccarico accidentale sul piano campagna di intensità 20KPa.

Ai fini delle verifiche, le sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle diverse azioni elementari, sono state dunque combinate ai fini delle verifiche agli SLU statico e SISMICO ed SLE, tenendo conto dei coefficienti parziali di combinazione da normativa.

Le sollecitazioni di calcolo all'estremità della soletta inferiore e superiore sono pressochè coincidenti con quelle rispettivamente a base parete e in testa parete, per cui, essendo prevista la stessa sezione resistente, si omettono le verifiche; stesse considerazioni valgono per il caso della sezione di mezzera, dove, a parità di sezione resistente, le sollecitazioni di progetto sono sicuramente inferiori a quella di estremità.

8. CALCOLO DELLA PARETE DEL POZZETTO (MODELLO 1)

8.1 Analisi dei carichi

8.1.1 Pesi propri e permanenti (g1k e g2k)

I carichi permanenti sono costituiti dai pesi propri delle strutture portanti e delle sovrastrutture. Essi sono valutati moltiplicando il volume calcolato geometricamente per i pesi specifici dei materiali.

Pesi propri e permanenti

Peso specifico del calcestruzzo	γ_c	=	25	[kN/m ³]
Peso specifico del terreno	γ_{ter}	=	19	[kN/m ³]

Il peso degli elementi in calcestruzzo viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo a partire dalle dimensioni delle varie sezioni impiegate e con riferimento al peso specifico del calcestruzzo;

8.1.2 Contributi di spinta statica delle terre e della falda (g3k)

Sulle pareti della struttura agiscono le pressioni orizzontali dovute alla spinta delle terre. Considerando l'angolo d'attrito $\phi = 30^\circ$ e coesione $c = 0$ kPa si ottiene un valore del coefficiente di spinta pari a:

$$\text{Coefficiente di spinta a riposo } K_0 = 0.50 \quad [-]$$

Nel caso in esame, si è ipotizzato un regime di spinta a riposo (k_0).

Le pressioni ai vari livelli sono riportate nella tabella seguente:

Quota Z (m) dall'estradosso del ricoprimento	Pressione statica del terreno in presenza di falda (kN/m ²)	Pressione idrostatica del terreno (kN/m ²)	Pressione statica del terreno in assenza di falda (kN/m ²)
Testa parete 0.00 m	0.00	----	0.00
Livello falda 2.80 m	26.6	0.0	26.6
Spiccato parete 3.60m	39.0	8.0	34.2

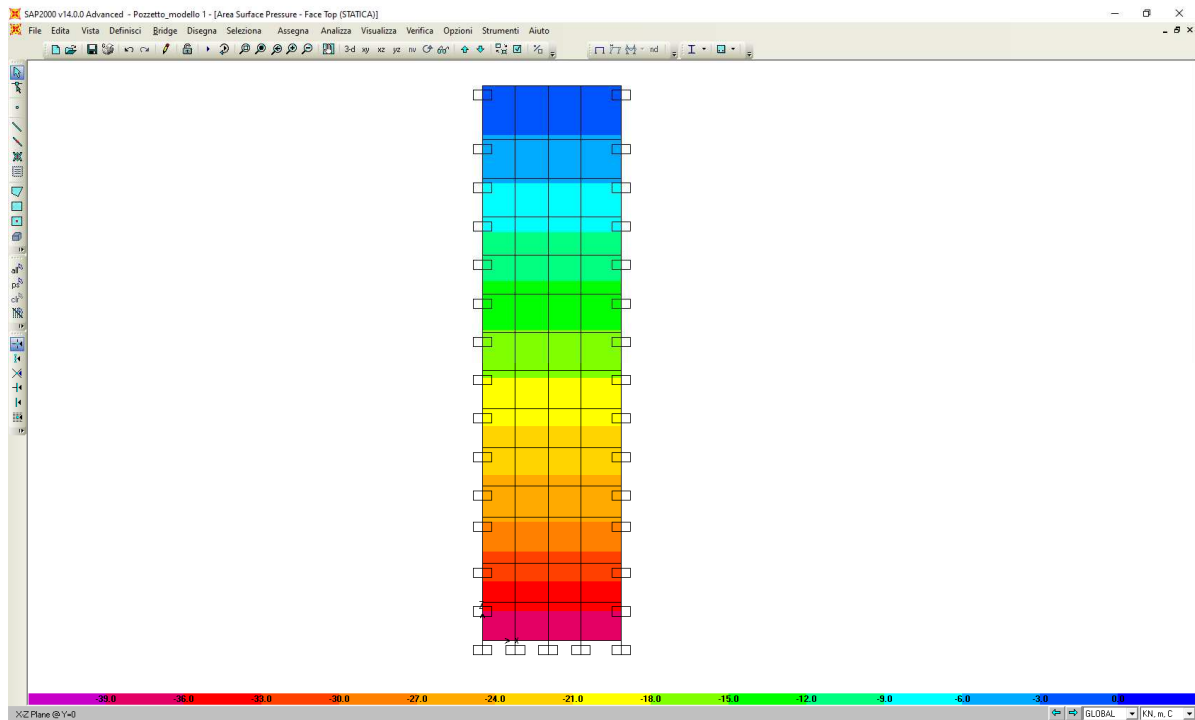
2.1.1 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica Sud/Castelraimondo Nord

OPERE D'ARTE MINORI – Vasche di prima pioggia

Relazione di calcolo pozzetti in c.a.

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS O10000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. A	Pag.di Pag. 26 di 55
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------



Spinte statiche del terreno agenti sull'elevazione destra del manufatto

8.1.3 Azioni dei carichi da traffico (Q_k)

Sul rilevato è stato considerato agente un sovraccarico accidentale pari a 20.00 kN/m².

La sovraspinta orizzontale del terreno viene quindi determinata considerando condizioni a riposo del terreno ed è pari a:

$$Q^*_{k,tergo,t} = q \cdot K_o = 20.00 \cdot 0.5 = 10.00 \text{ kN/m}^2$$

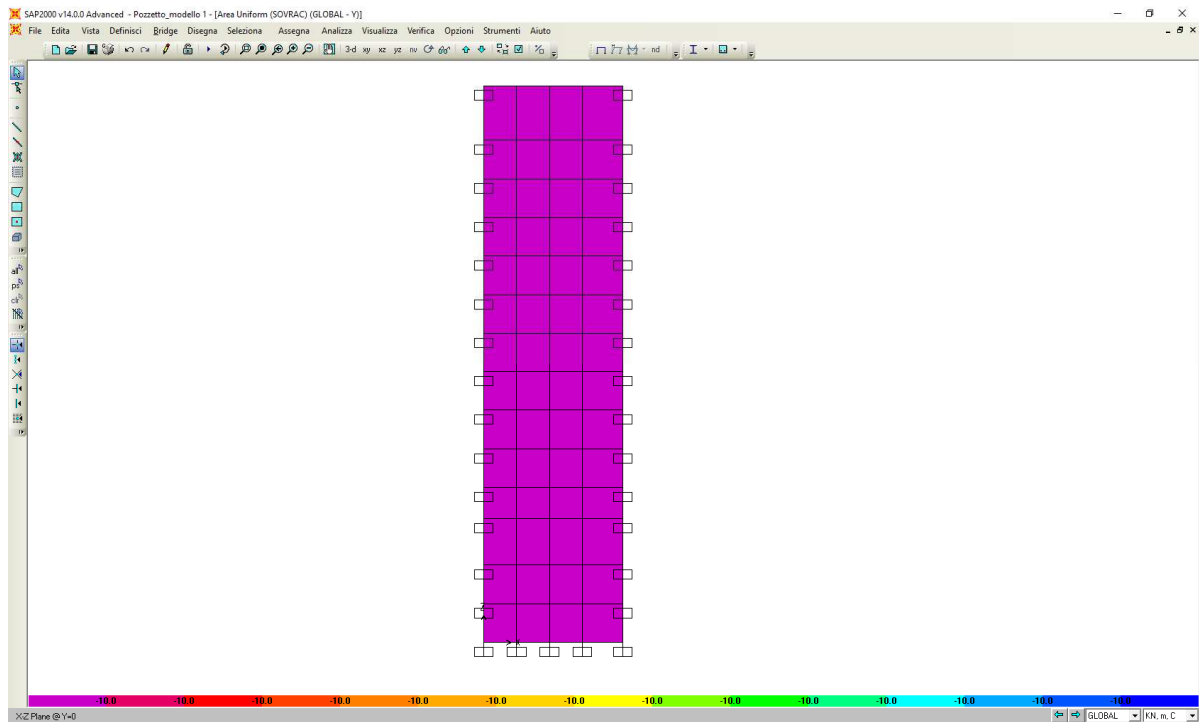
2.1.1 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica Sud/Castelraimondo Nord

OPERE D'ARTE MINORI – Vasche di prima pioggia

Relazione di calcolo pozzetti in c.a.

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS O10000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. A	Pag.di Pag. 27 di 55
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------



Distribuzione delle pressioni sulla parete del manufatto dovute ai carichi da traffico disposti sul rilevato a tergo del manufatto.

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS O10000	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. A	Pag.di Pag. 28 di 55
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

8.1.4 Forze d'inerzia (Ek)

In base ai parametri sismici precedentemente dichiarati, si determina l'accelerazione orizzontale e verticale da applicare alla massa dell'opera in esame, che risulta pari a:

$$S = S_s \cdot S_t = 1.388$$

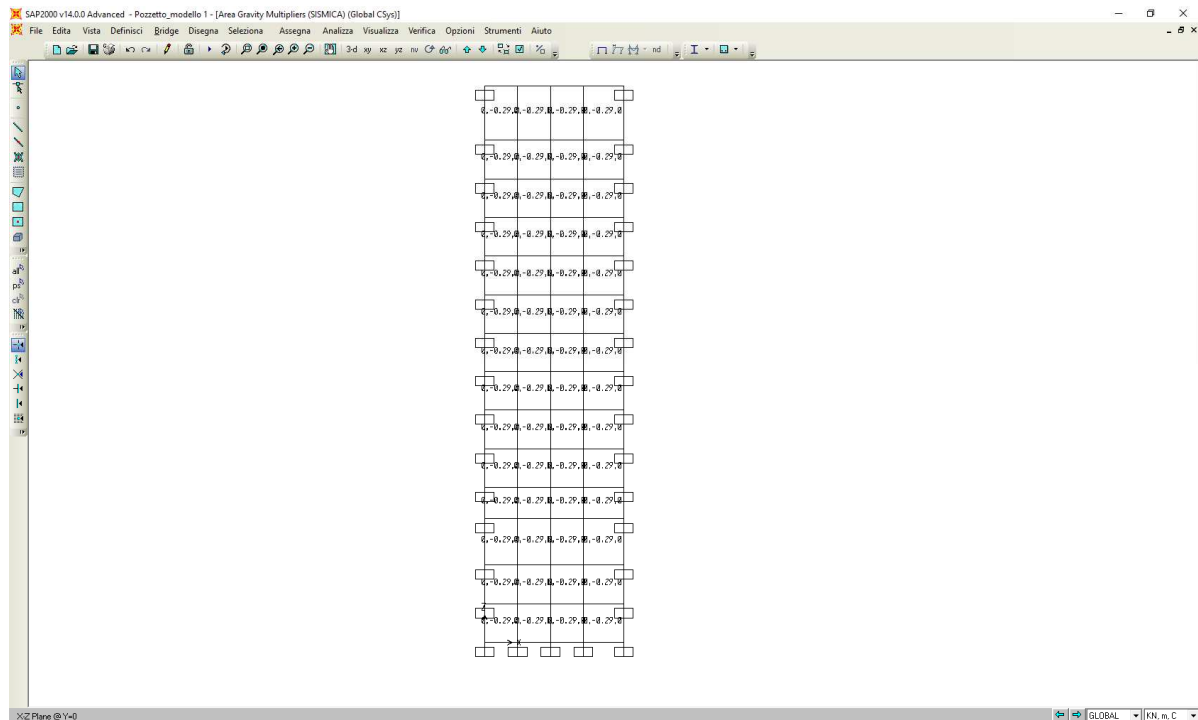
$$a_{g,v} = 0.206$$

$$a_{max,h} = a_{g,h} / g \cdot S = 0.286 \quad [m/s^2]$$

$$a_{max,v} = 0.5 \cdot a_{g,h} / g \cdot S = 0.143 \quad [m/s^2]$$

Tale accelerazione è applicata automaticamente dal software di calcolo alle varie masse strutturali secondo la loro reale distribuzione.

	Inerzia orizzontale (kN/m ²)
Parete	0.286*W



Forze di inerzia orizzontale del manufatto.

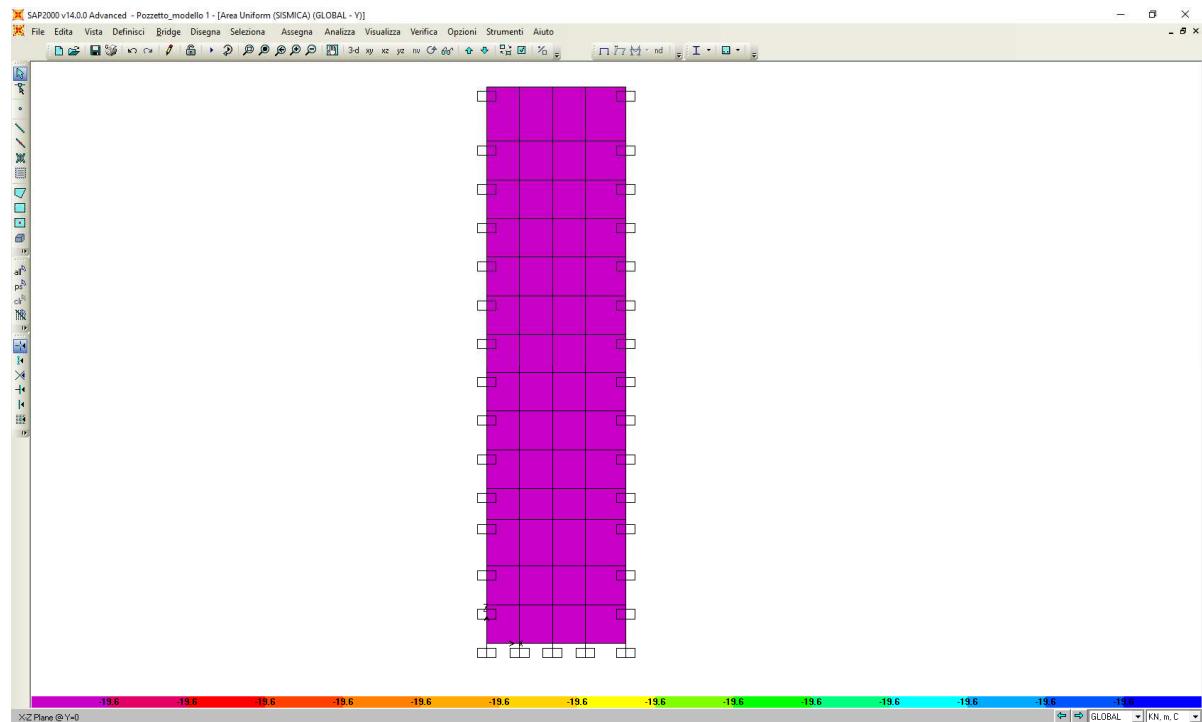
Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS O10000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. A	Pag.di Pag. 29 di 55
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

8.1.5 Sovrappinta Sismica (ΔS)

Le pressioni ai vari livelli sono riportate nella tabella seguente, e per il calcolo si è seguita la formulazione di WOOD:

$$\Delta S = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma \cdot H_{tot}^2 / h \quad \text{-incremento di spinta uniformemente distribuito sul ritto (kN/mq)}$$

Distanza dall'estradosso del ricoprimento	Pressione statica del terreno (kN/mq)
Testa	19.56
Piede	19.56

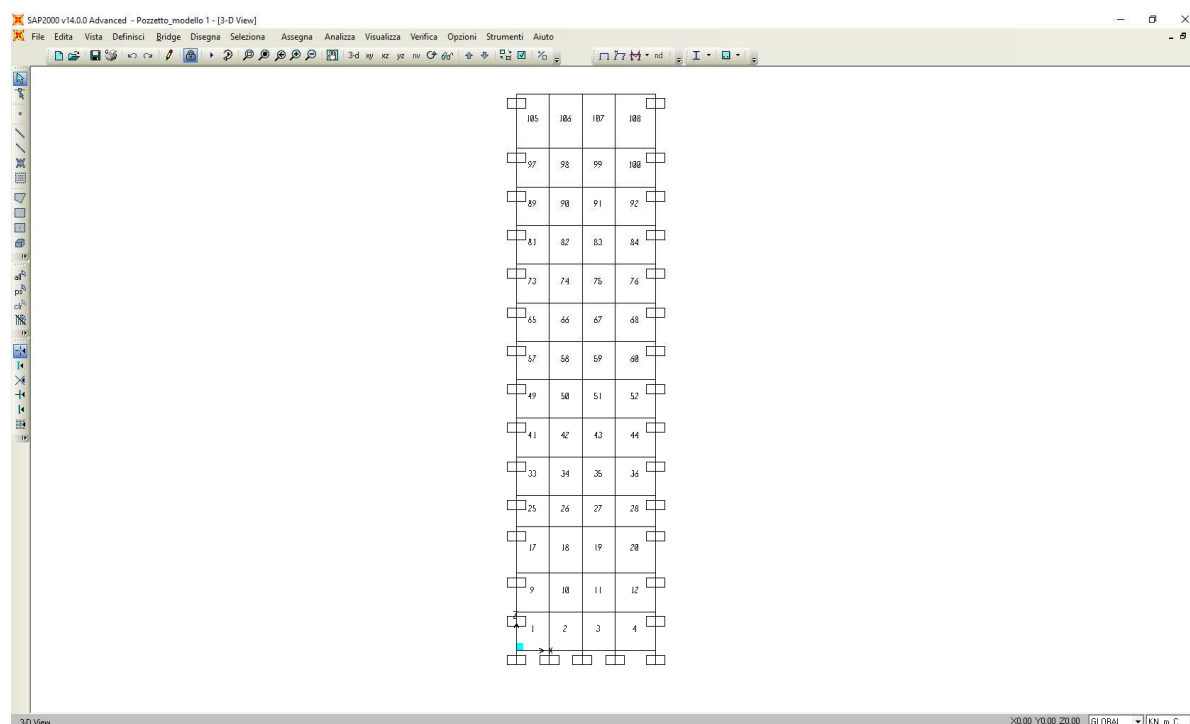


Sovrappinta sismica applicata al ritto del manufatto.

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS O10000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. A	Pag.di Pag. 30 di 55
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

8.1 Analisi della struttura

Lo studio del comportamento statico e sismico dell'opera è stato condotto attraverso un'analisi ad elementi finiti (FEM) di un modello bidimensionale considerato rappresentativo dell'opera. In particolare, l'opera è stata modellata con elementi shell a quattro nodi. La mesh adottata presenta dimensione caratteristica variabile nell'intorno di 0.5-0.2 m.



Modellazione del manufatto

Ciascun elemento beam risulta caratterizzato dallo spessore reale dell'elemento strutturale cui corrisponde. I risultati in termini di sollecitazioni vengono riportate nel cap. 12.

9. CALCOLO DELLA PARETE DELLE VASCHE (MODELLO 2)

9.1 Analisi dei carichi

9.1.1 Pesi propri e permanenti (g1k e g2k)

I carichi permanenti sono costituiti dai pesi propri delle strutture portanti e delle sovrastrutture. Essi sono valutati moltiplicando il volume calcolato geometricamente per i pesi specifici dei materiali.

Pesi propri e permanenti

Peso specifico del calcestruzzo	γ_c	=	25	[kN/m ³]
Peso specifico del terreno	γ_{ter}	=	19	[kN/m ³]

Il peso degli elementi in calcestruzzo viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo a partire dalle dimensioni delle varie sezioni impiegate e con riferimento al peso specifico del calcestruzzo;

9.1.2 Contributi di spinta statica delle terre e della falda (g3k)

Sulle pareti della struttura agiscono le pressioni orizzontali dovute alla spinta delle terre. Considerando l'angolo d'attrito $\phi = 30^\circ$ e coesione $c = 0$ kPa si ottiene un valore del coefficiente di spinta pari a:

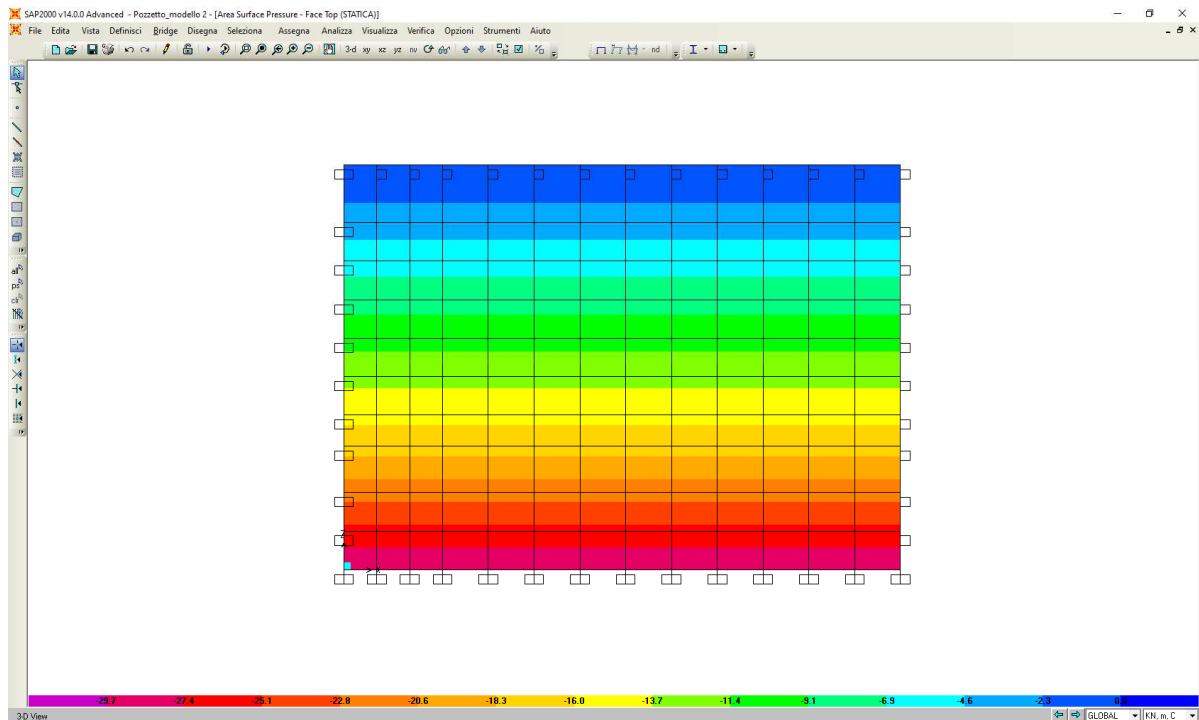
$$\text{Coefficiente di spinta a riposo } k_0 = 0.50 \quad [-]$$

Nel caso in esame, si è ipotizzato un regime di spinta a riposo (k_0).

Le pressioni ai vari livelli sono riportate nella tabella seguente:

Quota Z (m) dall'estradosso del ricoprimento	Pressione statica del terreno in presenza di falda (kN/m ²)	Pressione idrostatica del terreno (kN/m ²)	Pressione statica del terreno in assenza di falda (kN/m ²)
Testa parete 0.00 m	0.00	----	0.00
Livello falda 1.82 m	17.29	0.0	17.29
Spiccato parete 2.62 m	29.69	8.0	24.89

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS O10000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. A	Pag.di Pag. 32 di 55
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------



9.1.3 Azioni dei carichi da traffico (Q_k)

Sul rilevato è stato considerato agente un sovraccarico accidentale pari a 20.00 kN/m².

La sovraspinta orizzontale del terreno viene quindi determinata considerando condizioni a riposo del terreno ed è pari a:

$$Q_{k,tergo,t} = q \cdot K_o = 20.00 \cdot 0.5 = 10.00 \text{ kN/m}^2$$

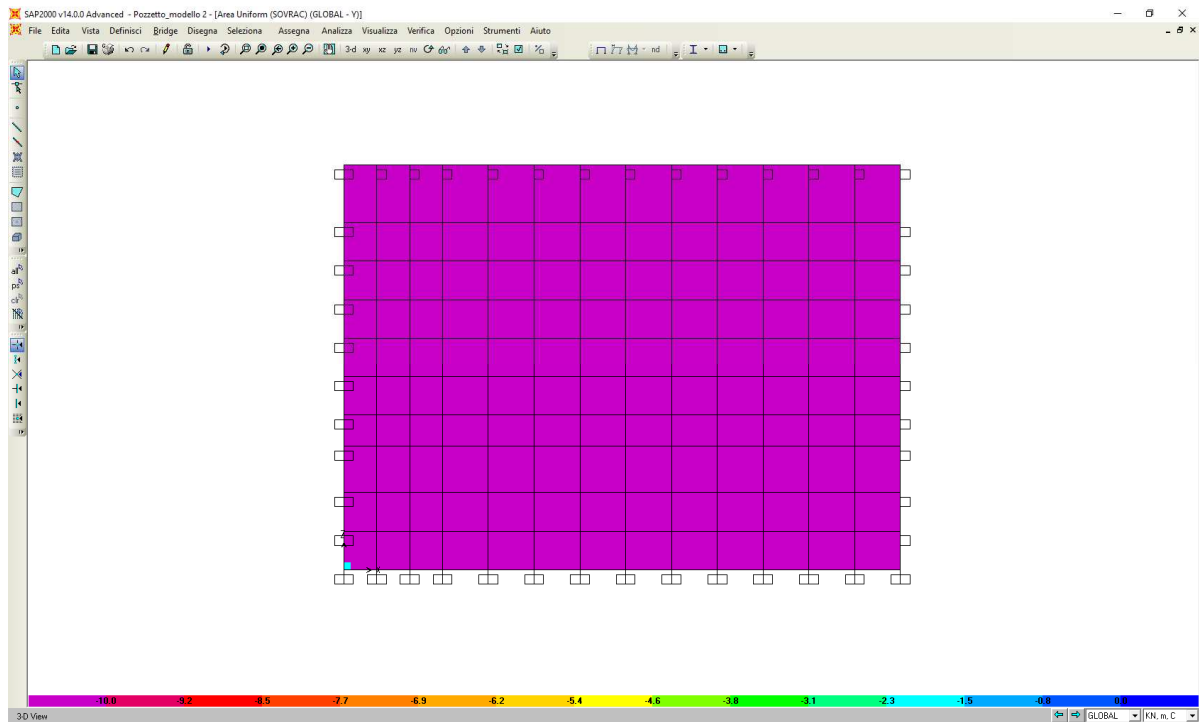
2.1.1 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica Sud/Castelraimondo Nord

OPERE D'ARTE MINORI – Vasche di prima pioggia

Relazione di calcolo pozzetti in c.a.

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS O10000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. A	Pag.di Pag. 33 di 55
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------



Distribuzione delle pressioni sulla parete del manufatto dovute ai carichi da traffico disposti sul rilevato a tergo del manufatto.

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS O10000	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. A	Pag.di Pag. 34 di 55
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

9.1.4 Forze d'inerzia (Ek)

In base ai parametri sismici precedentemente dichiarati, si determina l'accelerazione orizzontale e verticale da applicare alla massa dell'opera in esame, che risulta pari a:

$$S = S_s \cdot S_t = 1.388$$

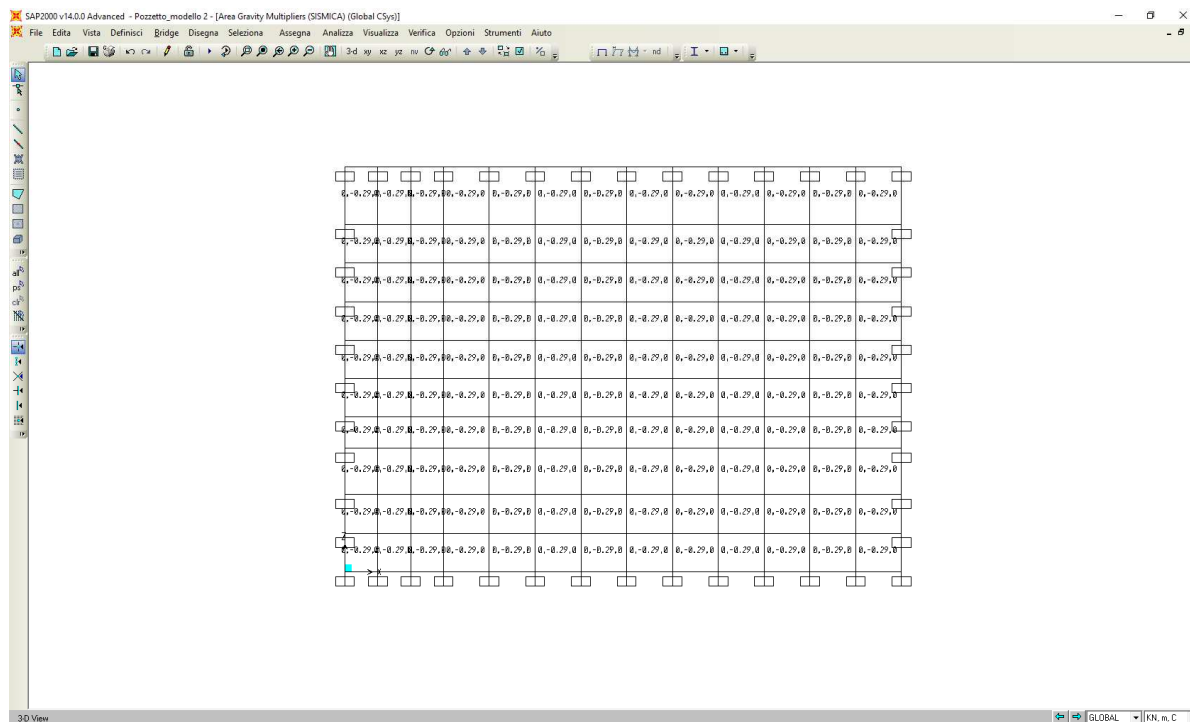
$$a_{g,v} = 0.206$$

$$a_{max,h} = a_{g,h} / g \cdot S = 0.286 \quad [m/s^2]$$

$$a_{max,v} = 0.5 \cdot a_{g,h} / g \cdot S = 0.143 \quad [m/s^2]$$

Tale accelerazione è applicata automaticamente dal software di calcolo alle varie masse strutturali secondo la loro reale distribuzione.

	Inerzia orizzontale (kN/m ²)
Parete	0.286*W



Forze di inerzia orizzontale del manufatto.

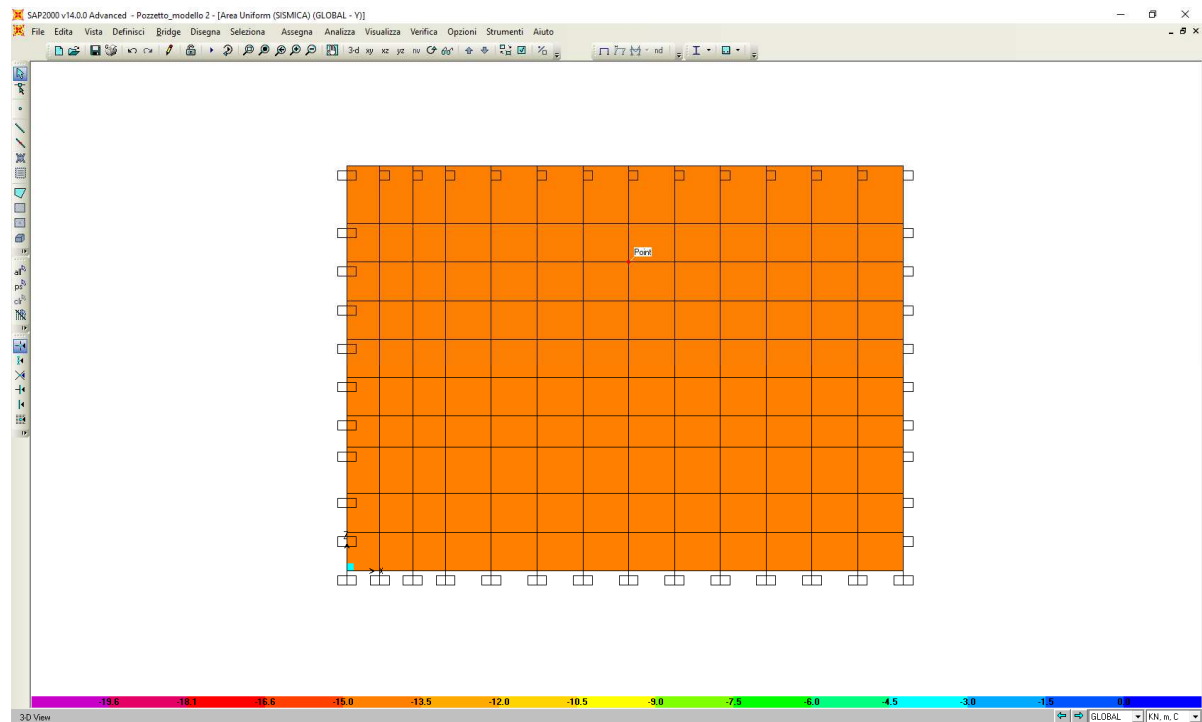
Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS O10000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. A	Pag.di Pag. 35 di 55
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

9.1.5 Sovrappinta Sismica (ΔS)

Le pressioni ai vari livelli sono riportate nella tabella seguente, e per il calcolo si è seguita la formulazione di WOOD:

$$\Delta S = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma \cdot H_{tot}^2 / h \quad \text{-incremento di spinta uniformemente distribuito sul ritto (kN/mq)}$$

Distanza dall'estradosso del ricoprimento	Pressione statica del terreno (kN/mq)
Testa	14.23
Piede	14.23

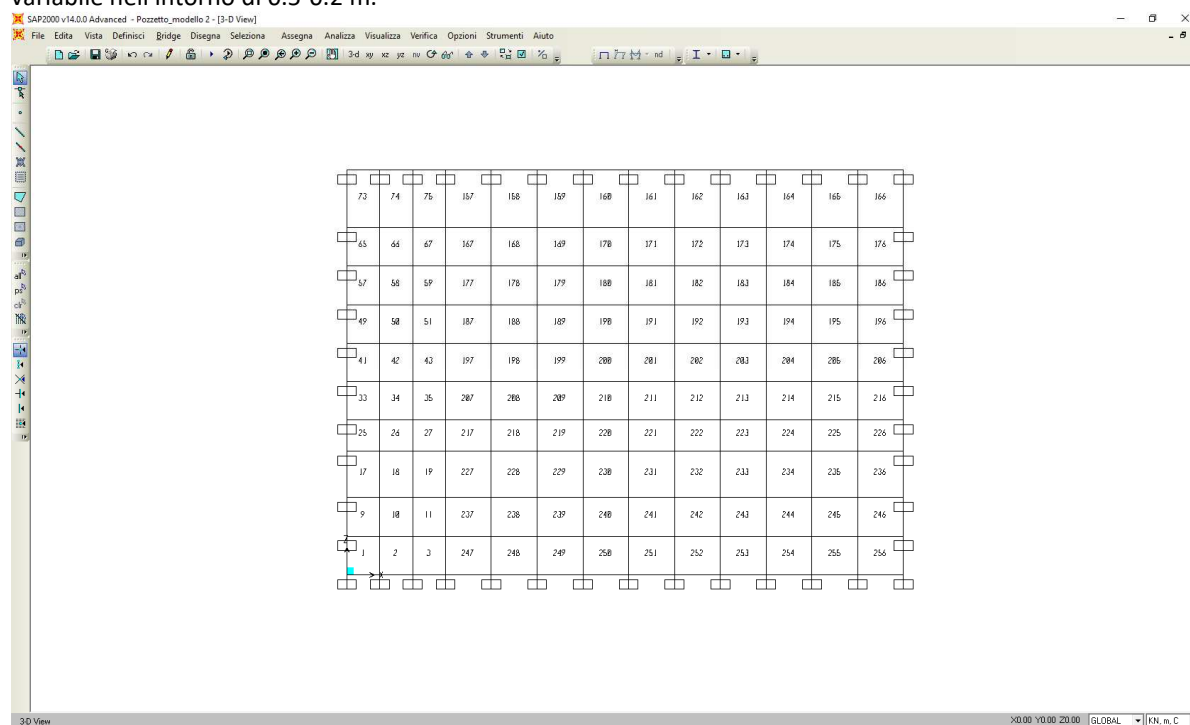


Sovrappinta sismica applicata al ritto del manufatto.

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS O10000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. A	Pag.di Pag. 36 di 55
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

9.1 Analisi della struttura

Lo studio del comportamento statico e sismico dell'opera è stato condotto attraverso un'analisi ad elementi finiti (FEM) di un modello bidimensionale considerato rappresentativo dell'opera. In particolare, l'opera è stata modellata con elementi shell a quattro nodi. La mesh adottata presenta dimensione caratteristica variabile nell'intorno di 0.5-0.2 m.



Modellazione del manufatto

Ciascun elemento beam risulta caratterizzato dallo spessore reale dell'elemento strutturale cui corrisponde.

I risultati in termini di sollecitazioni sono riportati nel cap. 12.

10. CALCOLO DELLA PARETE DELLA VASCA VPP8 (MODELLO 3)

10.1 Analisi dei carichi

10.1.1 Pesi propri e permanenti (g1k e g2k)

I carichi permanenti sono costituiti dai pesi propri delle strutture portanti e delle sovrastrutture. Essi sono valutati moltiplicando il volume calcolato geometricamente per i pesi specifici dei materiali.

Pesi propri e permanenti

Peso specifico del calcestruzzo	γ_c	=	25	[kN/m ³]
Peso specifico del terreno	γ_{ter}	=	19	[kN/m ³]

Il peso degli elementi in calcestruzzo viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo a partire dalle dimensioni delle varie sezioni impiegate e con riferimento al peso specifico del calcestruzzo;

10.1.2 Contributi di spinta statica delle terre e della falda (g3k)

Sulle pareti della struttura agiscono le pressioni orizzontali dovute alla spinta delle terre. Considerando l'angolo d'attrito $\phi = 30^\circ$ e coesione $c = 0$ kPa si ottiene un valore del coefficiente di spinta pari a:

$$\text{Coefficiente di spinta a riposo } K_0 = 0.50 \quad [-]$$

Nel caso in esame, si è ipotizzato un regime di spinta a riposo (k_0).

Le pressioni ai vari livelli sono riportate nella tabella seguente:

Quota Z (m) dall'estradosso del ricoprimento	Pressione statica del terreno in presenza di falda (kN/m ²)	Pressione idrostatica del terreno (kN/m ²)	Pressione statica del terreno in assenza di falda (kN/m ²)
Testa parete 0.00 m	0.00	----	0.00
Livello falda 2.40 m	22.8	0.0	22.8
Spiccato parete 3.20m	35.2	8.0	30.4

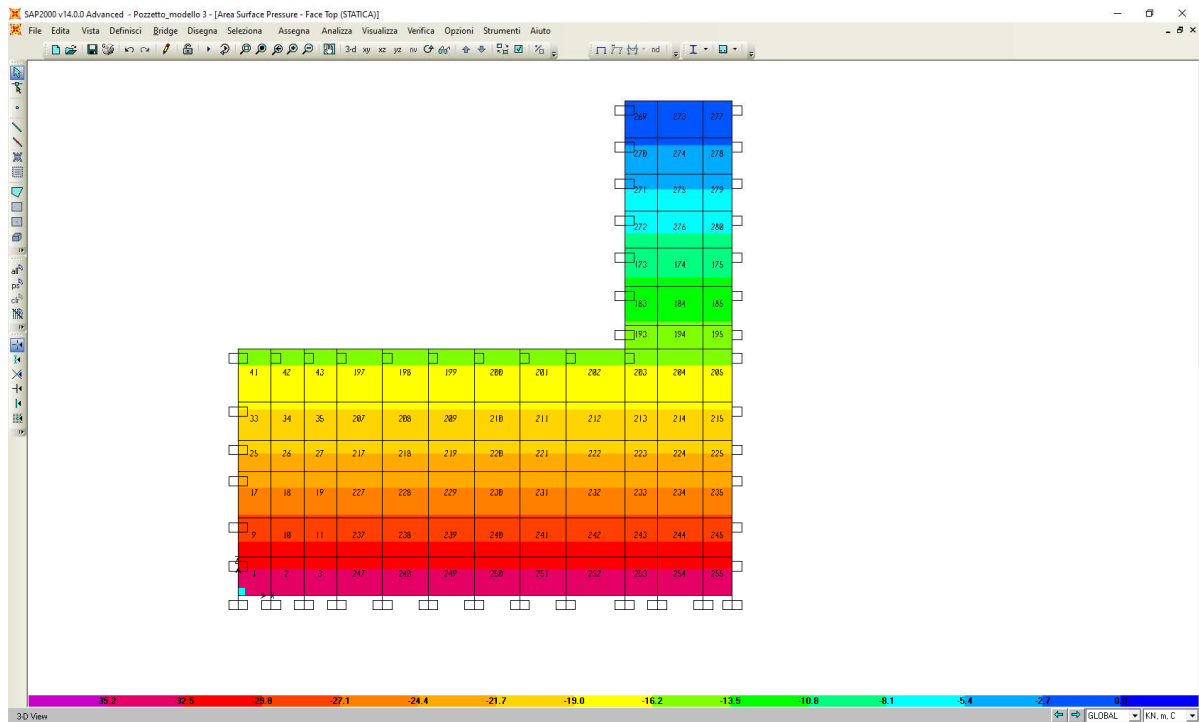
2.1.1 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica Sud/Castelraimondo Nord

OPERE D'ARTE MINORI – Vasche di prima pioggia

Relazione di calcolo pozzetti in c.a.

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS O10000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. A	Pag.di Pag. 38 di 55
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------



10.1.3 Azioni dei carichi da traffico (Q_k)

Sul rilevato è stato considerato agente un sovraccarico accidentale pari a 20.00 kN/m².

La sovraspinta orizzontale del terreno viene quindi determinata considerando condizioni a riposo del terreno ed è pari a:

$$Q_{k,tergo,t}^* = q^* \cdot K_o = 20.00 \cdot 0.5 = 10.00 \text{ kN/m}^2$$

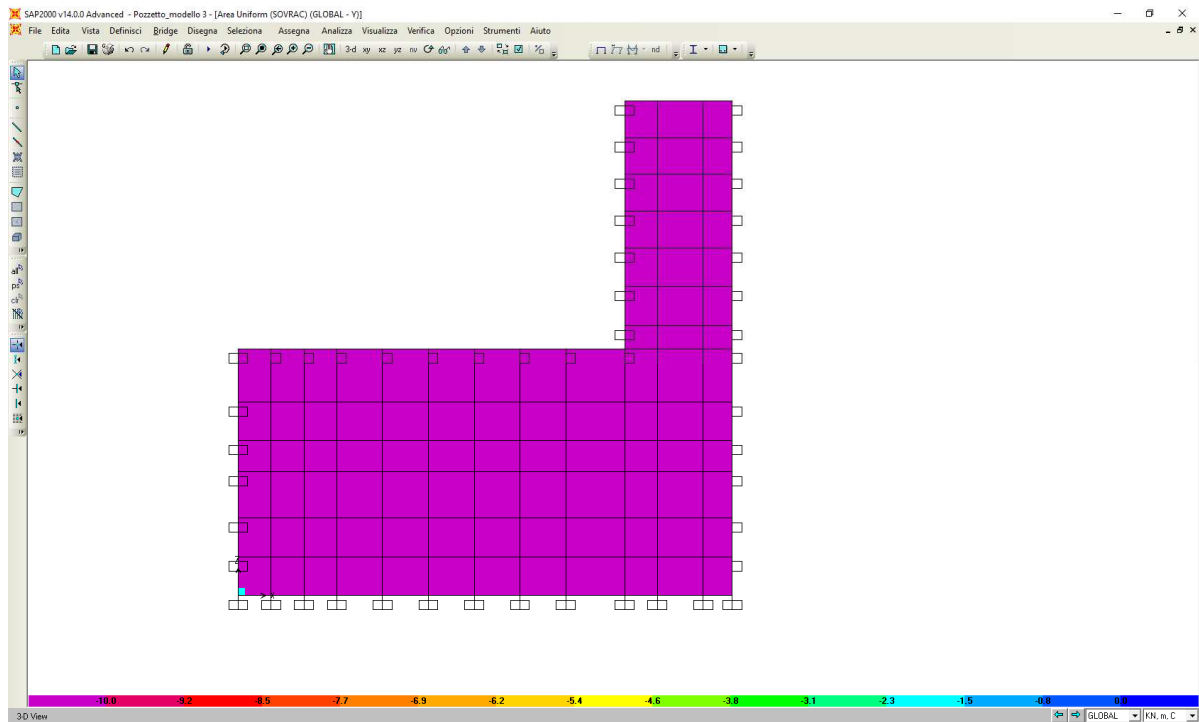
2.1.1 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica Sud/Castelraimondo Nord

OPERE D'ARTE MINORI – Vasche di prima pioggia

Relazione di calcolo pozzetti in c.a.

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS O10000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. A	Pag.di Pag. 39 di 55
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------



Distribuzione delle pressioni sulla parete del manufatto dovute ai carichi da traffico disposti sul rilevato a tergo del manufatto.

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS O10000	Id.doc REL	N.prog 02	Rev. A	Pag.di Pag. 40 di 55
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	--------------	-----------	-------------------------

10.1.4 Forze d'inerzia (Ek)

In base ai parametri sismici precedentemente dichiarati, si determina l'accelerazione orizzontale e verticale da applicare alla massa dell'opera in esame, che risulta pari a:

$$S = S_s \cdot S_t = 1.388$$

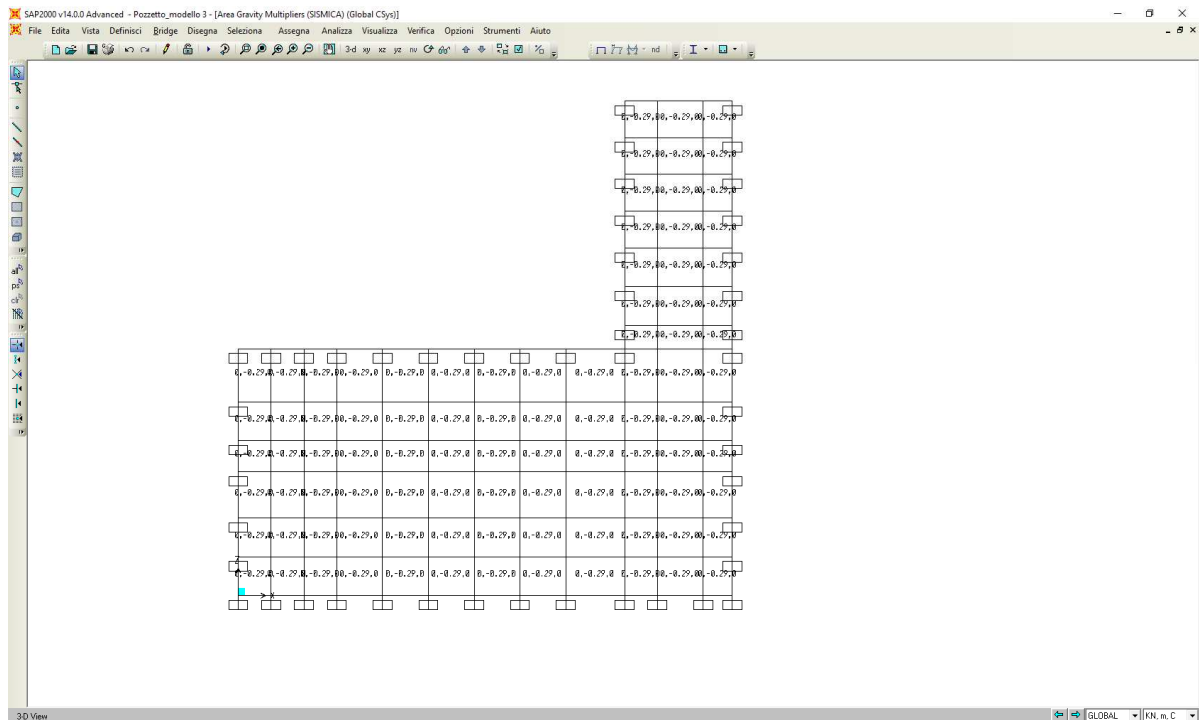
$$a_{g,v} = 0.206$$

$$a_{max,h} = a_{g,h} / g \cdot S = 0.286 \quad [m/s^2]$$

$$a_{max,v} = 0.5 \cdot a_{g,h} / g \cdot S = 0.143 \quad [m/s^2]$$

Tale accelerazione è applicata automaticamente dal software di calcolo alle varie masse strutturali secondo la loro reale distribuzione.

	Inerzia orizzontale (kN/m ²)
Parete	0.286*W



Forze di inerzia orizzontale del manufatto.

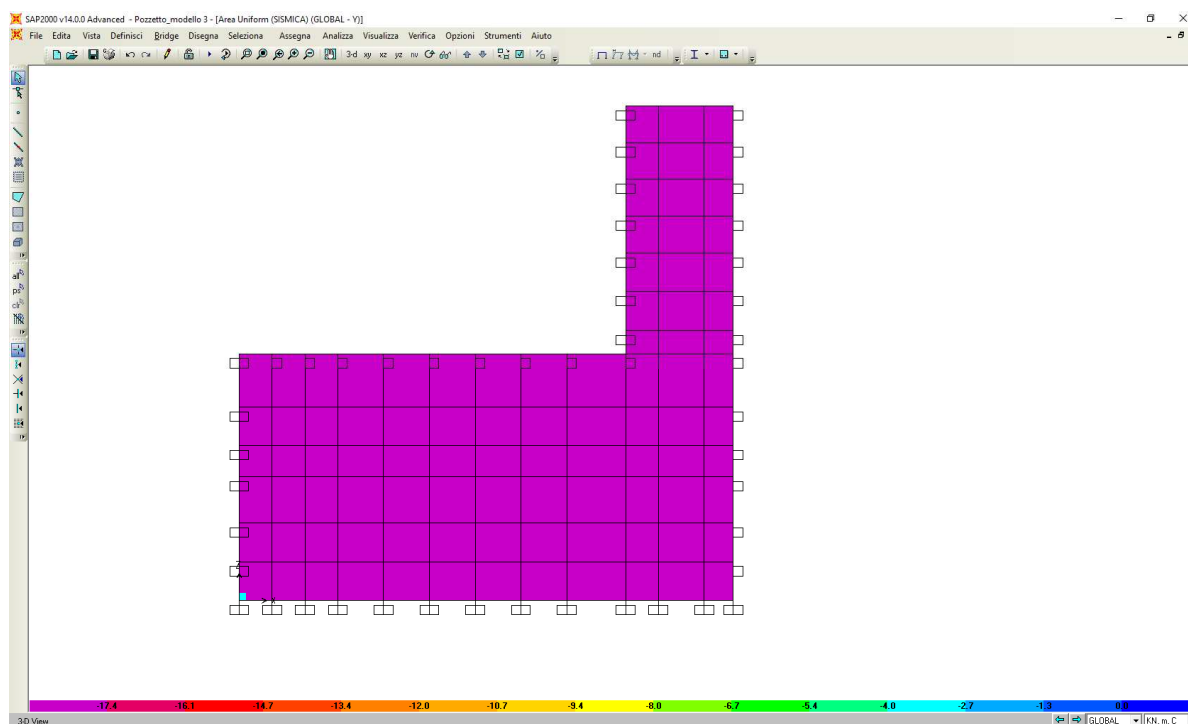
Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS O10000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. A	Pag.di Pag. 41 di 55
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

10.1.5 Sovrappinta Sismica (ΔS)

Le pressioni ai vari livelli sono riportate nella tabella seguente, e per il calcolo si è seguita la formulazione di WOOD:

$$\Delta S = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma \cdot H_{tot}^2 / h \quad \text{-incremento di spinta uniformemente distribuito sul ritto (kN/mq)}$$

Distanza dall'estradosso del ricoprimento	Pressione statica del terreno (kN/mq)
Testa	17.40
Piede	17.40

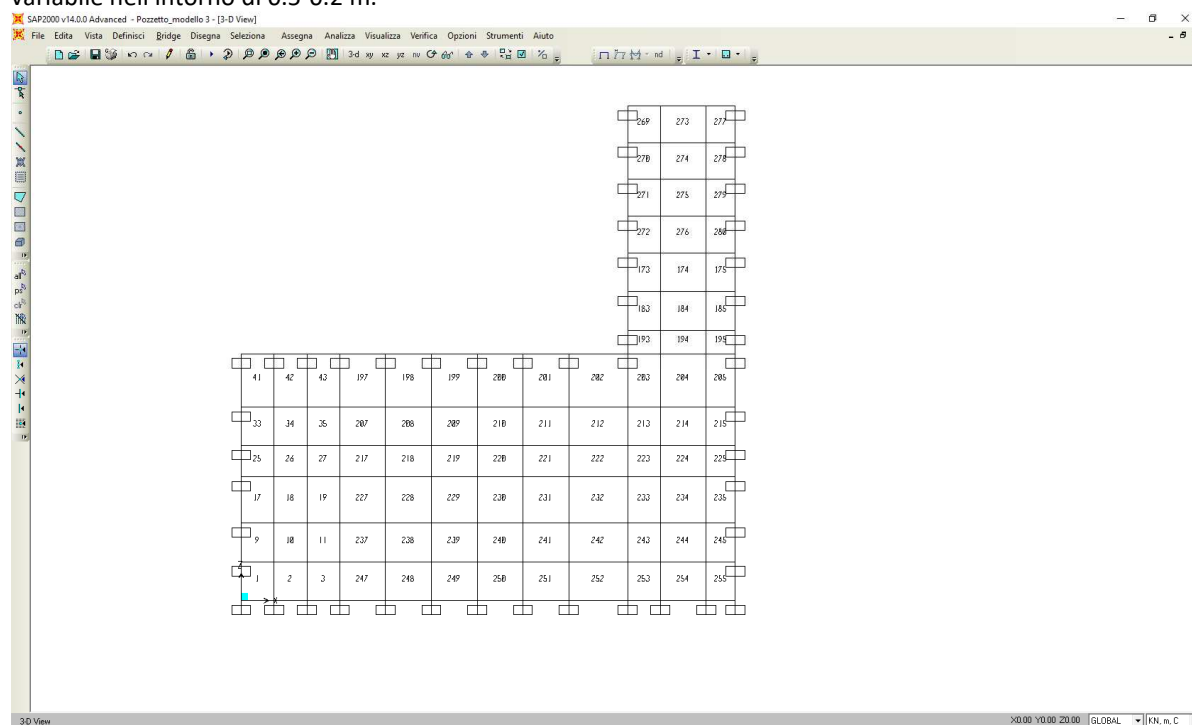


Sovrappinta sismica applicata al ritto del manufatto.

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS O10000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. A	Pag.di Pag. 42 di 55
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

10.1 Analisi della struttura

Lo studio del comportamento statico e sismico dell'opera è stato condotto attraverso un'analisi ad elementi finiti (FEM) di un modello bidimensionale considerato rappresentativo dell'opera. In particolare, l'opera è stata modellata con elementi shell a quattro nodi. La mesh adottata presenta dimensione caratteristica variabile nell'intorno di 0.5-0.2 m.



Modellazione del manufatto

Ciascun elemento beam risulta caratterizzato dallo spessore reale dell'elemento strutturale cui corrisponde.

I risultati in termini di sollecitazioni sono riportati nel cap. 12.

11. COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al cap. 2 delle NTC 2008.

11.1 Combinazioni per la verifica allo SLU e SLE

Gli stati limite ultimi delle opere interrato si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

Le verifiche agli stati limite ultimi devono essere eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;

- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche saranno condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1", utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle sottostanti (vedi DM 14/01/ 2008 NTC) per i parametri geotecnici e le azioni.

combinazione 1 → (A1+M1+R1) → STR

combinazione 2 → (A2+M2+R2) → GEO (carico limite)

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	M ₁	M ₂
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1	1.25
Resistenza non drenata	c'_{uk}	γ_{cu}	1	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1	1

Nella tabella 5.1.V è indicato un coefficiente maggiore di uno per gli effetti a sfavorevoli e un coefficiente minore del precedente, per gli effetti a favorevoli.

I coefficienti di amplificazione dei carichi γ e i coefficienti di combinazione Ψ sono riportati nelle tabelle 5.1.VI.

In particolare nel calcolo della struttura in oggetto si fa riferimento alla combinazione A1 STR.

2.1.1 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica Sud/Castelraimondo Nord

OPERE D'ARTE MINORI – Vasche di prima pioggia

Relazione di calcolo pozzetti in c.a.

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS O10000	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. A	Pag.di Pag. 44 di 55
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 5.1.VI – Coefficienti Ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
Vento q_s	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
Neve q_s	Vento a ponte carico	0,6		
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Temperatura	esecuzione	0,8	0,6	0,5
	T_k	0,6	0,6	0,5

I valori del coefficiente Ψ_{21} sono quelli riportati nella tabella 5.1.VI della norma; la stessa propone nel caso di ponti, e più in generale per opere stradali, di assumere per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\Psi_{21} = 0,0$.

Ai fini delle verifiche degli **stati limite ultimi** si riportano per comodità le combinazioni delle azioni riportate nella normativa sui ponti alla quale è possibile fare riferimento per la simbologia adottata:

$$\text{STR}) \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

Ai fini delle verifiche degli **stati limite di esercizio** (fessurazione) si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\begin{aligned} \text{Rara)} & \Rightarrow G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \\ \text{Frequente)} & \Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \\ \text{Quasi permanente)} & \Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \end{aligned}$$

Per la **condizione sismica**, le combinazioni per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione sono le seguenti:

$$\text{STR-SISMICHE)} \Rightarrow E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

Dove:

$$E = \pm 1,00 \times E_y \pm 0,30 \times E_z \quad \text{oppure} \quad E = \pm 0,30 \times E_y \pm 1,00 \times E_z$$

Avendo indicato con E_y e E_z rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica.

2.1.1 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica Sud/Castelraimondo Nord

OPERE D'ARTE MINORI – Vasche di prima pioggia

Relazione di calcolo pozzetti in c.a.

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS O10000	Id.doc REL	N.prog 02	Rev. A	Pag.di Pag. 45 di 55
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	--------------	-----------	-------------------------

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Le combinazioni di carico vengono ottenute combinando opportunamente i coefficienti innanzi detti.

Di seguito vengono riportate le combinazioni di carico elementari esplicitate:

TABLE: Combination Definitions				
ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Text	Unitless
SLU1	Linear Add	Linear Static	LOAD	1.35
SLU1		Linear Static	STATICA	1.35
SLU2	Linear Add	Linear Static	LOAD	1.35
SLU2		Linear Static	STATICA	1.35
SLU2		Linear Static	SOVRAC	1.5
SISM1	Linear Add	Linear Static	LOAD	1
SISM1		Linear Static	STATICA	1
SISM1		Linear Static	SISMICA	1
SLE1	Linear Add	Linear Static	LOAD	1
SLE1		Linear Static	STATICA	1
SLE2	Linear Add	Linear Static	LOAD	1
SLE2		Linear Static	STATICA	1
SLE2		Linear Static	SOVRAC	1
FRE	Linear Add	Linear Static	LOAD	1
FRE		Linear Static	STATICA	1
FRE		Linear Static	SOVRAC	0.75
QP	Linear Add	Linear Static	LOAD	1
QP		Linear Static	STATICA	1

12. RISULTATI PRINCIPALI

Si riportano di seguito le tabelle delle principali sollecitazioni relative ai valori combinati dei contributi di carico considerati V13 = azione tagliante orizzontale; V23 = azione tagliante verticale; M11 = momento flettente orizzontale; M22 = momento flettente verticale).

12.1 Tabelle delle Sollecitazioni

Di seguito vengono riportate in forma tabellare l'andamento delle sollecitazioni interne per i diversi involucri delle combinazioni di carico considerate e per tutti i modelli studiati.

MODELLO DI CALCOLO	COMB.	M11 [KNM/M]	M22 [KNM/M]	V13 [KN/M]	V23 [KN/M]
MODELLO 1	SLU-SLV	3.21	2.31	17.5	14.5
	SLE	2.31	1.67	-	-
	FR	2.66	1.57	-	-
	QP	1.69	1.28	-	-
MODELLO 2	SLU-SLV	12.09	17.10	29.85	38.8
	SLE	8.6	12.15	-	-
	FR	7.6	10.96	-	-
	QP	4.8	7.43	-	-
MODELLO 3	SLU-SLV	6.5	9.95	26.00	32.65
	SLE	4.66	7.15	-	-
	FR	4.31	6.65	-	-
	QP	3.3	5.15	-	-

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS O10000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. A	Pag.di Pag. 47 di 55
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

13. VERIFICHE

13.1 RIEPILOGO DELLE SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Di seguito viene riportate l'involuppo delle sollecitazioni massime riportate nel cp. 12:

MODELLO DI CALCOLO	COMB.	M11 [KNM/M]	M22 [KNM/M]	V13 [KN/M]	V23 [KN/M]
MODELLO 2	SLU-SLV	12.09	17.10	29.85	38.8
	SLE	8.6	12.15	-	-
	FR	7.6	10.96	-	-
	QP	4.8	7.43	-	-

M11, V13: tendono le fibre orizzontali

M22, V23: tendono le fibre verticali

2.1.1 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica Sud/Castelraimondo Nord

OPERE D'ARTE MINORI – Vasche di prima pioggia

Relazione di calcolo pozzetti in c.a.

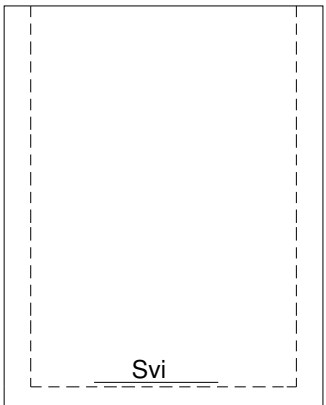
Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS O10000	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. A	Pag.di Pag. 48 di 55
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

13.2 RIEPILOGO DELLE ARMATURE PREDISPOSTE

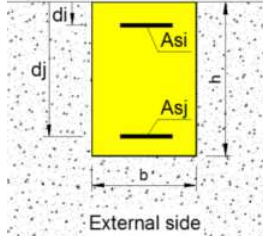
Di seguito si riassumono le caratteristiche geometriche (Larghezza della sezione B e altezza della sezione H) e le armature assunte per il dimensionamento dei principali elementi strutturali (numero, diametro e posizione delle barre previste per l'elemento di lunghezza unitaria), valide per ciascuna parete dei pozzetti e delle vasche oggetto di questa relazione:

13.2.1 Armature Verticali

Parete: Armature verticali						
Sezione	Dimensioni		Armature			
	B (m)	H (m)	d_i (cm)	n_i	ϕ_i (mm)	As_i (mm ²)
Svi	1.00	0.20	5.5	5	10	392.5
			14.5	5	10	392.5



Internal side



External side

2.1.1 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica Sud/Castelraimondo Nord

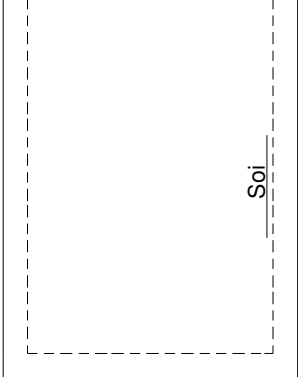
OPERE D'ARTE MINORI – Vasche di prima pioggia

Relazione di calcolo pozzetti in c.a.

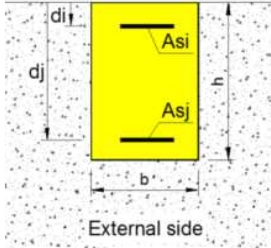
Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS OI0000	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. A	Pag.di Pag. 49 di 55
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

13.2.2 Armature Orizzontali

Parete: Armature Orizzontali						
Sezione	Dimensioni		Armature			
	B (m)	H (m)	d_i (cm)	n_i	ϕ_i (mm)	As_i (mm ²)
Svi	1.00	0.20	4.5	5	10	392.5
			15.5	5	10	392.5



Internal side



External side

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS O10000	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. A	Pag. di Pag. 50 di 55
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

13.3 VERIFICHE DI RESISTENZA

13.3.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo (STR e Sisma)

Di seguito si riportano le verifiche condotte in cui si indica con:

N_{Ed} = azione assiale sollecitante espressa in kN

M_{Ed} = azione flettente sollecitante espressa in kNm

MRd = azione flettente resistente, funzione dell'azione assiale sollecitante, espressa in kNm

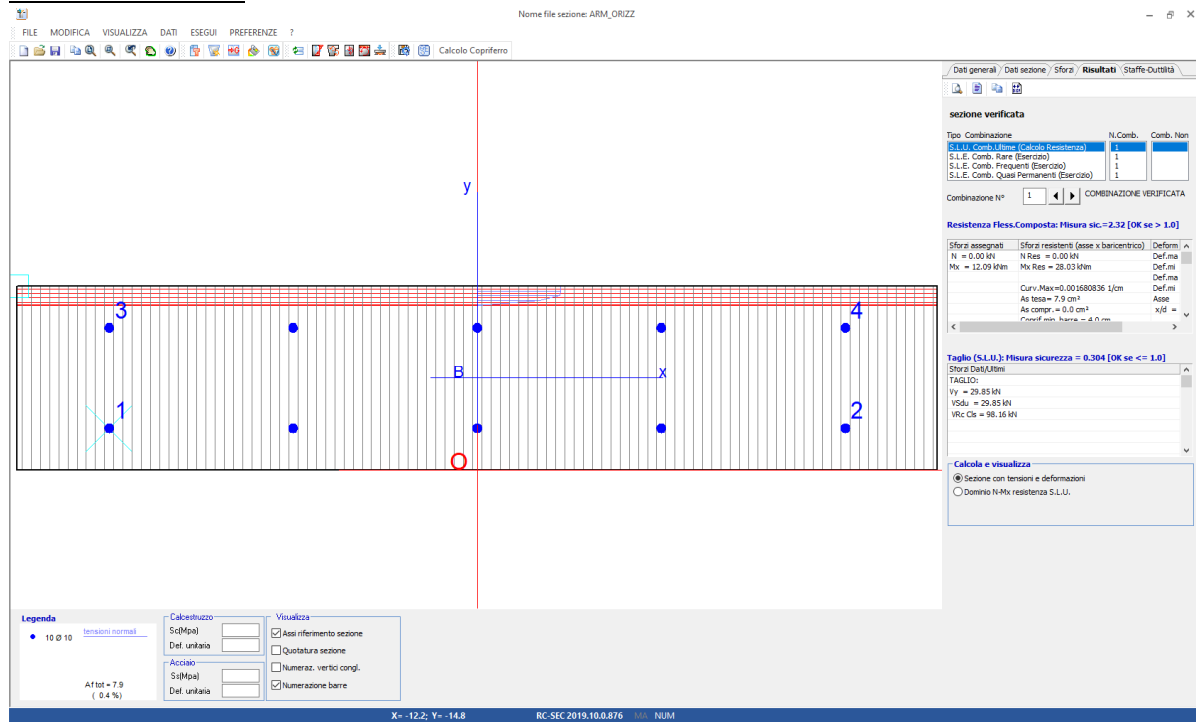
V_{Ed} = azione tagliante sollecitante espressa in kN

VRd = azione tagliante resistente senza armatura espressa in kN

C.S.f. = coefficiente di sfruttamento paria al rapporto fra l'azione flettente resistente e quella sollecitante

C.S.t. = coefficiente di sfruttamento paria al rapporto fra l'azione tagliante resistente e quella sollecitante

Armatura orizzontale



$$MRd = 28.03 \text{ kNm/m} > M_{Ed} = 12.09 \text{ kNm/m} \quad \text{C.S.f.} = 2.32$$

$$VRd = 98.16 \text{ kN/m} > V_{Ed} = 29.85 \text{ kN/m} \quad \text{C.S.t.} = 3.28$$

2.1.1 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

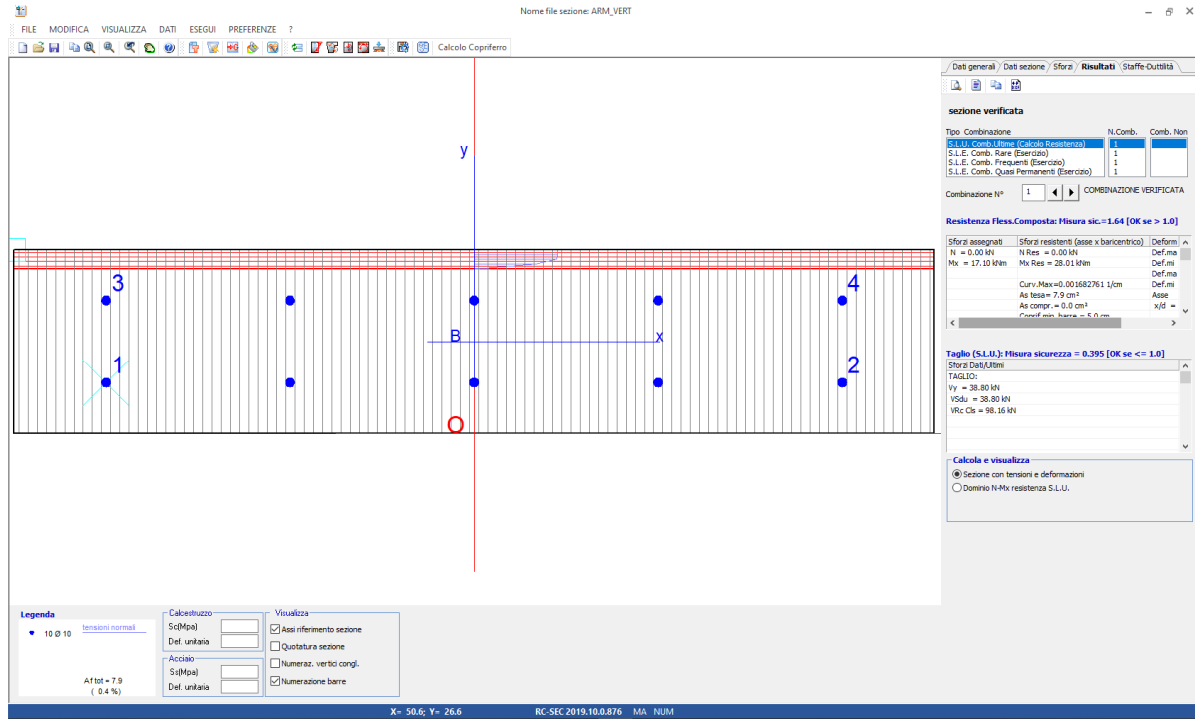
Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica Sud/Castelraimondo Nord

OPERE D'ARTE MINORI – Vasche di prima pioggia

Relazione di calcolo pozzetti in c.a.

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	212	E	17	OI0000	REL	02	A	51 di 55

Armatura verticale



$$MRd = 28.01 \text{ kNm/m} > MEd = 17.10 \text{ kNm/m} \quad C.S.f. = 1.64$$

$$VRd = 98.16 \text{ kN/m} > Ved = 38.8 \text{ kN/m} \quad C.S.t. = 2.52$$

Con riferimento ai coefficienti di sfruttamento riportati le verifiche agli S.L.U.-SISMA si ritengono soddisfatte.

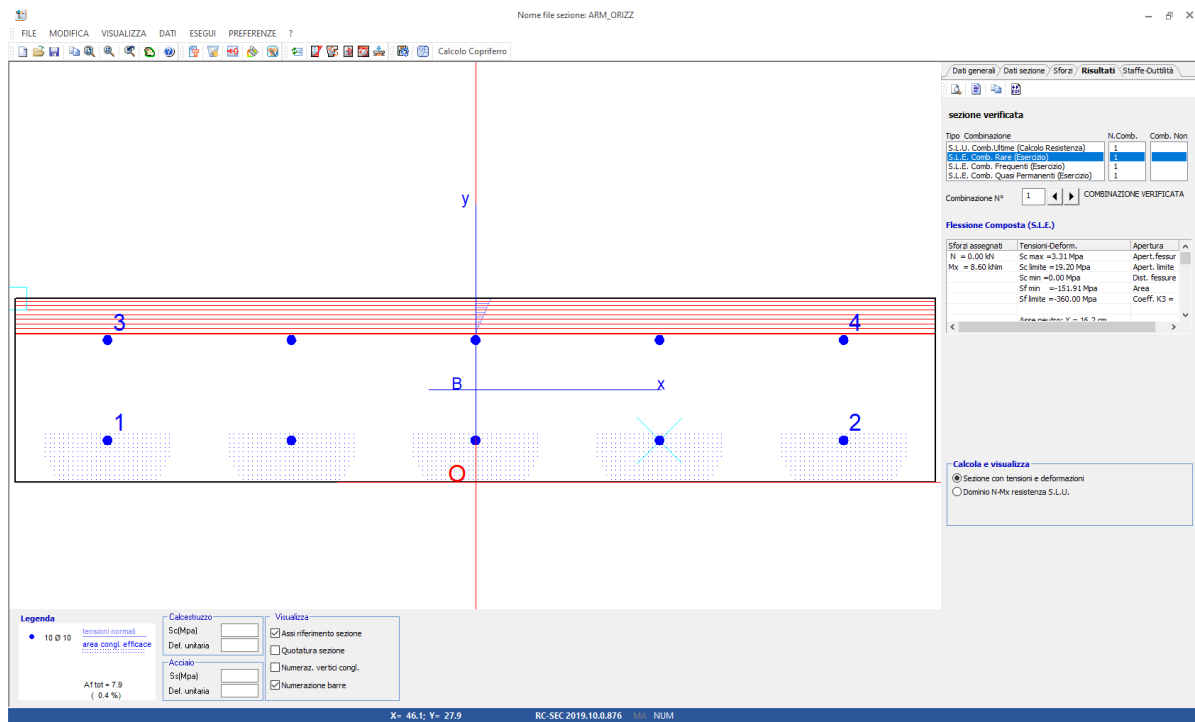
Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS O10000	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. A	Pag.di Pag. 52 di 55
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

13.3.2 Verifiche tensionali e di fessurazione agli S.L.E.

Le verifiche condotte consistono nel controllo del quadro tensionale che interessa il calcestruzzo e l'acciaio o nel controllo dell'apertura di fessura.

Armatura orizzontale

Comb. SLE



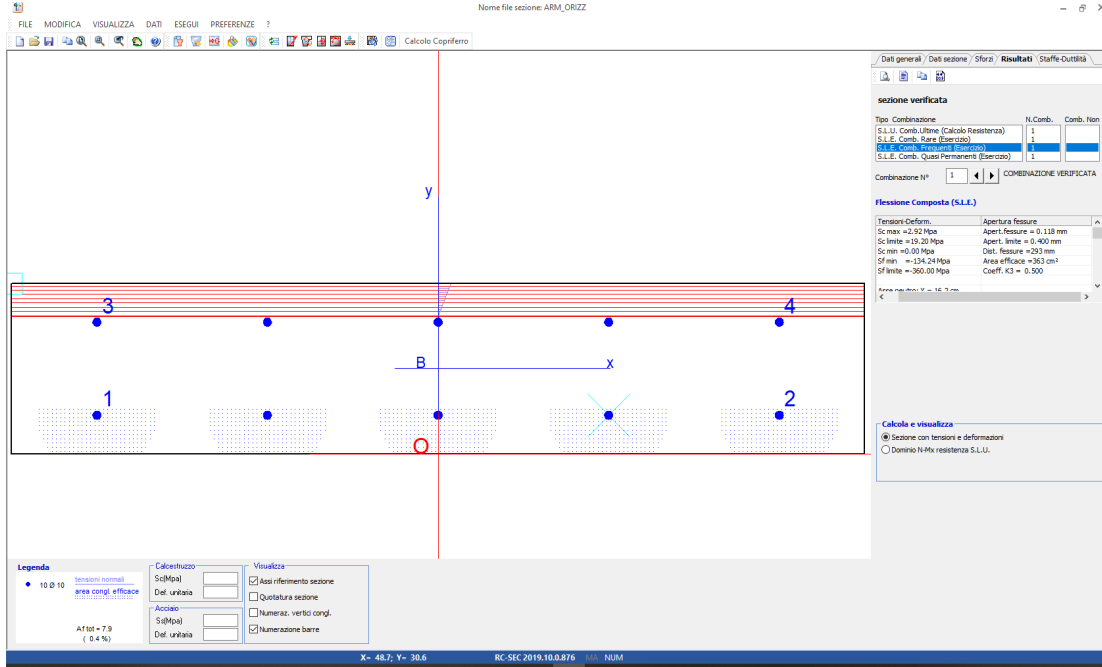
$$\sigma_c = 3.31 \text{ Mpa} < 19.20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_f = 151.91 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

Visti i livelli tensionali effettivi e considerate le limitazioni indicate sopra, la verifica si ritiene soddisfatta.

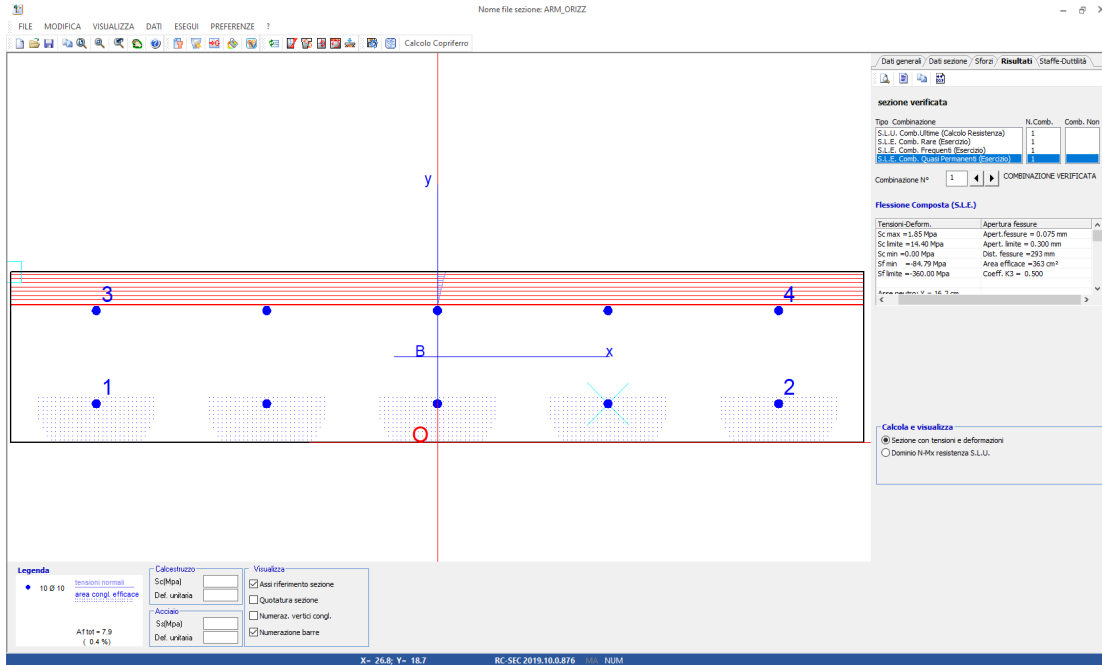
Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS O10000	Id.doc REL	N.prog 02	Rev. A	Pag.di Pag. 53 di 55
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	--------------	-----------	-------------------------

Comb. FR.



$W = 0.118 \text{ mm} < 0.30 \text{ mm}$

Comb. QP



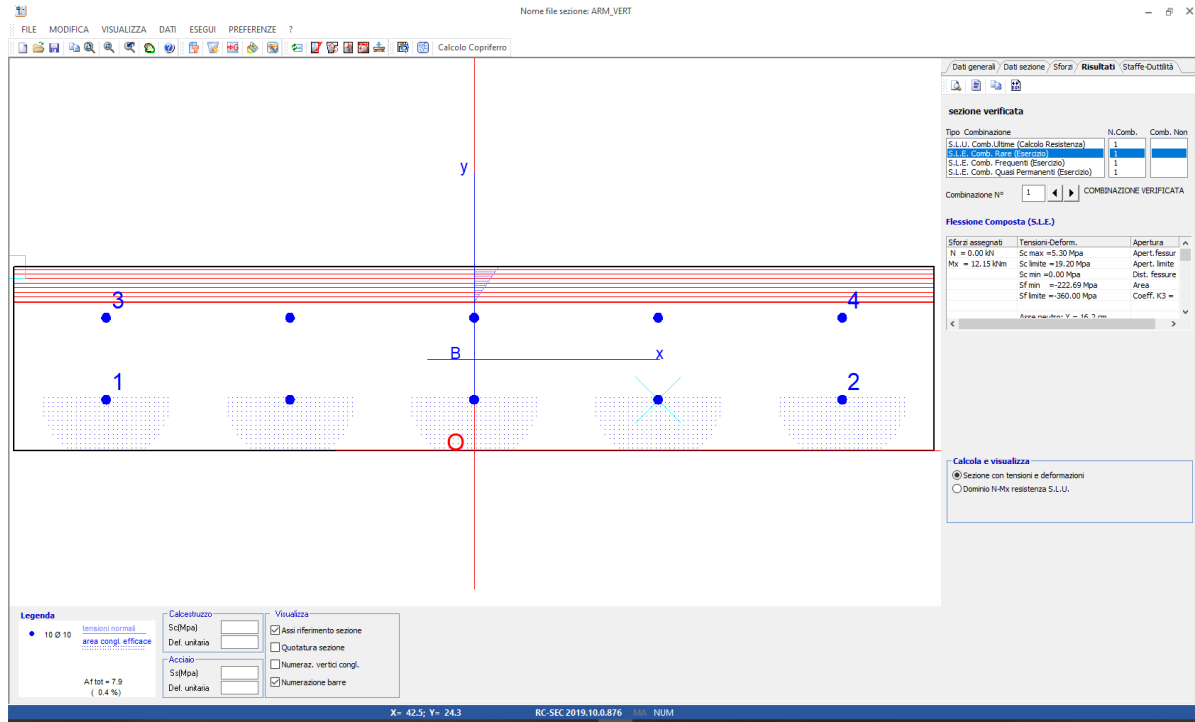
$W = 0.075 \text{ mm} < 0.20 \text{ mm}$

Visti i valori di apertura massima di fessura sopra riportati, la verifica si ritiene soddisfatta.

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS O1000	Id. doc. REL	N. prog. 02	Rev. A	Pag. di Pag. 54 di 55
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	-----------------	----------------	-----------	--------------------------

Armatura verticale

Comb. SLE



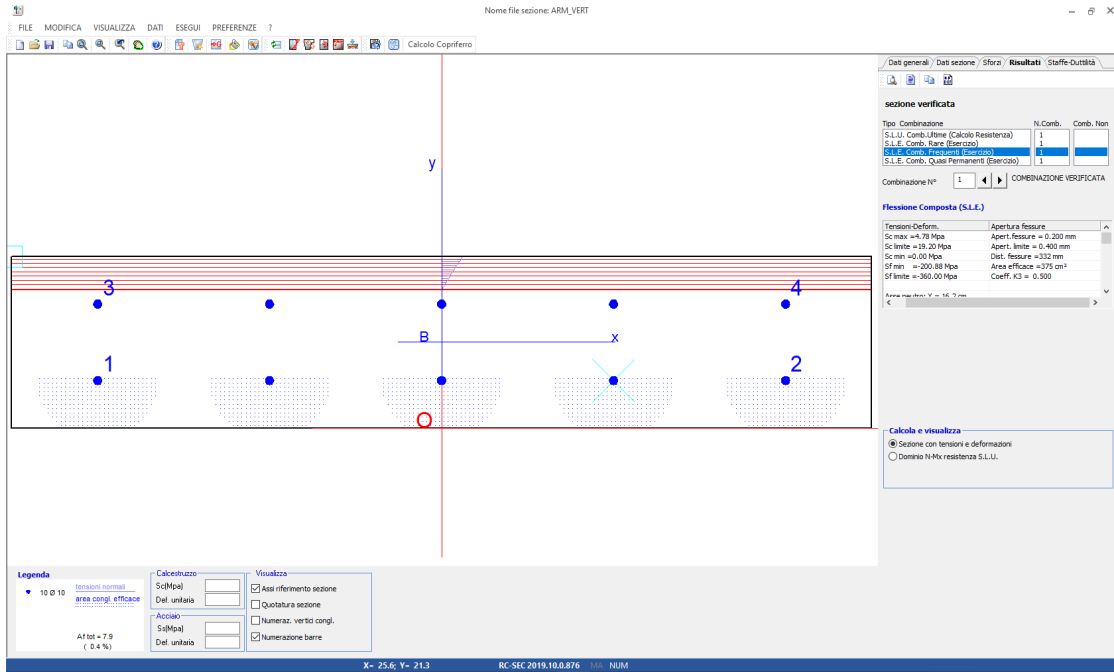
$$\sigma_c = 5.30 \text{ Mpa} < 19.20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_f = 222.69 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

Visti i livelli tensionali effettivi e considerate le limitazioni indicate sopra, la verifica si ritiene soddisfatta.

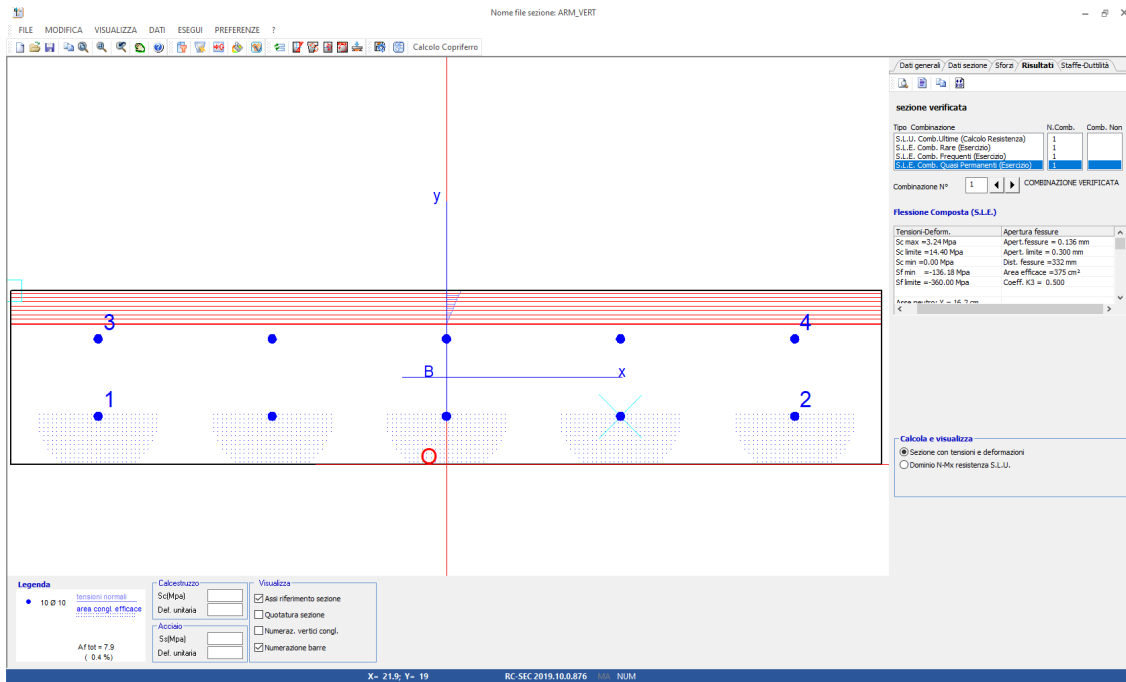
Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 17	WBS O10000	Id.doc REL	N.prog 02	Rev. A	Pag.di Pag. 55 di 55
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	--------------	-----------	-------------------------

Comb. FR.



$$W = 0.20 \text{ mm} < 0.30 \text{ mm}$$

Comb. QP



$$W = 0.136 \text{ mm} < 0.20 \text{ mm}$$

Visti i valori di apertura massima di fessura sopra riportati, la verifica si ritiene soddisfatta.