

Regione Marche

Provincia: Ascoli Piceno

Comune: Ascoli Piceno

Gestore: Comune Ascoli Piceno

**OGGETTO: LAVORI DI RICOSTRUZIONE PARZIALE E
CONSOLIDAMENTO DEL MURO DI VIA DELLE
BEGONIE. PROGETTO ESECUTIVO**

Finanziamento ANAS ex ODPC 408/2016 - art.4

**Programma degli Interventi di ripristino di opere murarie di sostegno alla sede
stradale Criticità: SCAP1501 Progetto: C3AP01_E_1701**



PROGETTO ESECUTIVO

Relazione di calcolo

Revisione Settembre 2017

**Responsabile del Procedimento
Ing. Paolo Leccesi**

**Progettista e DL: Ing. Guido D'Ascanio
Via Francesco Orestano 18
00142 Roma
Progettisti Strutturali
Ing. Guido D'Ascanio
Ing. Omar Diomedi Marini**



Ing. Omar Diomedi Marini

COMUNE DI ASCOLI PICENO
UNITA' XII^ del PEEP di MONTICELLI

RICOSTRUZIONE E CONSOLIDAMENTO
DEL MURO DI SOSTEGNO C.A. DI VIA DELLE BEGONIE

C1 - RELAZIONE DI CALCOLO

Analisi dei carichi

SPINTA DEL TERRENO SULLA PARETE VERTICALE

Per il calcolo della spinta orizzontale agente sulla parete del sottopasso si utilizza la Teoria di Coulomb con i seguenti parametri del terreno:

peso di volume: $\gamma = 2000 \text{ Kg/m}^3$

angolo di attrito interno: $\phi' = 24^\circ$

coefficiente di spinta attiva: $K_a = (1 - \sin\phi') / (1 + \sin\phi') = 0.422$

si trascura il contributo negativo delle pressioni interstiziali difficilmente valutabile.

La spinta è calcolata a lungo termine, ovvero in termini di tensioni efficaci.

AZIONE SISMICA DOVUTA AL PESO DEL TERRENO

In accordo con § 7.11.6.2.1 l'azione sismica sulla parete verticale di altezza superiore a 3 m viene calcolata mediante analisi pseudo statica: l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per il coefficiente sismico orizzontale k_h .

AZIONE SISMICA MURO DI SOSTEGNO - § 7.11.6.2 NTC2008

$$K_h = \beta_m * a_{max} / g$$

$$K_v = 0.5 K_h$$

L'accelerazione massima orizzontale attesa sul sito vale:

Comune di Ascoli Piceno

longitudine = **13.5758**

latitudine = **42.8561**

Categoria di suolo = **B**

Condizioni topografiche = **T1**

Stato limite ultimo = **SLV**

$$\Rightarrow a_g = 0.183 \text{ g}$$

L'accelerazione di picco vale (§ 3.2.3.2 - NTC2008):

$$\text{Coeff. di amplificazione stratigrafica: } S_s = 1.20$$

$$\text{Coeff. di amplificazione topografica: } S_T = 1.00$$

$$\text{L'accelerazione di picco } a_{\max} = S_s * S_T * a_g = 0.2196 \text{ g}$$

Il coefficiente β_m vale (§ 7.11.6.2.1 - NTC2008):

$$\beta_m = 0.24$$

N.B. Per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno $\beta_m = 1$

$$\text{Il coefficiente sismico } K_h = 0.053$$

L'incremento di spinta dovuta al sisma, essendo il muro libero di traslare e di ruotare intorno al piede, si considera applicato nello stesso punto di quella statica.

Il coefficiente sismico orizzontale coincide con quello indicato a pag. 36 della Relazione Geologica.

RIEPILOGO SPINTA TERRENO ED AZIONE SISMICA

Caratteristiche del terreno

$\gamma =$	2000	Kg/m ³
$\phi =$	24	°
$c' =$	0	Kg/cm ²
$K_a =$	0.422	coefficiente spinta attiva
$K_h =$	0.053	coefficiente sismico (§ 7.11.6.2 NTC2008)

Profondità z (in cm)	Tensione verticale $\sigma_v = \gamma z$ (in Kg/m)	Spinta statica $\sigma_h = \gamma z K_a - 2c'(K_a)^{1/2}$ (in Kg/m)	Spinta sisma $\sigma_{h,s} = \gamma z K_h$ (in Kg/m)
0	0	0	0
570	11400	4808	604
650	13000	5482	689

INCREMENTO SPINTA ORIZZONTALE PER CARICHI VARIABILI TRAFFICO

Per calcolo dell'incremento di spinta orizzontale dovuto ai sovraccarichi variabili del traffico si fa riferimento a quanto indicato per i ponti di seconda categoria al § 5.1.3.3.5 delle NTC2008: si assume un carico distribuito applicato sulla corsia n° 1, della larghezza di 3 m, pari a 720 Kg/m².

L'incremento di spinta orizzontale a tergo del muro dovuta ai sovraccarichi variabili è calcolata con la teoria dell'elasticità di Bousinnesq in base alla quale un carico applicato in

superficie produce nel sottosuolo, schematizzato con un modello di semispazio omogeneo, isotropo, elastico lineare e senza peso, un incremento delle tensioni verticali ed orizzontali variabile in funzione della profondità e della distanza del punto rispetto alla verticale del carico applicato.

L'incremento di spinta orizzontale è dovuto pertanto ad un duplice contributo: dall'incremento di tensione efficace verticale che, moltiplicata per il coefficiente di spinta attiva K_a produce un incremento di spinta orizzontale ed un incremento di tensione efficace orizzontale originato dalla semplice presenza del sovraccarico verticale.

Nel caso in esame il sovraccarico verticale agente in superficie a tergo della parete verticale del muro è pari a 720 Kg/m^2 , è applicato per una larghezza di 3 m ad una distanza dalla parete verticale pari ad 1 m (larghezza marciapiede).

L'incremento di spinta orizzontale prodotta da sovraccarico variabile è calcolato in base al seguente modello.

6.2.3 Tensioni indotte da una pressione verticale uniforme su una striscia indefinita

Con riferimento allo schema di Figura 6.6, le tensioni indotte da una pressione verticale uniforme su una striscia indefinita sono fornite dalle equazioni (6.9), (6.10), (6.11) e (6.12) (in coordinate cartesiane ed assumendo l'asse y orientato secondo la direzione della striscia di carico).

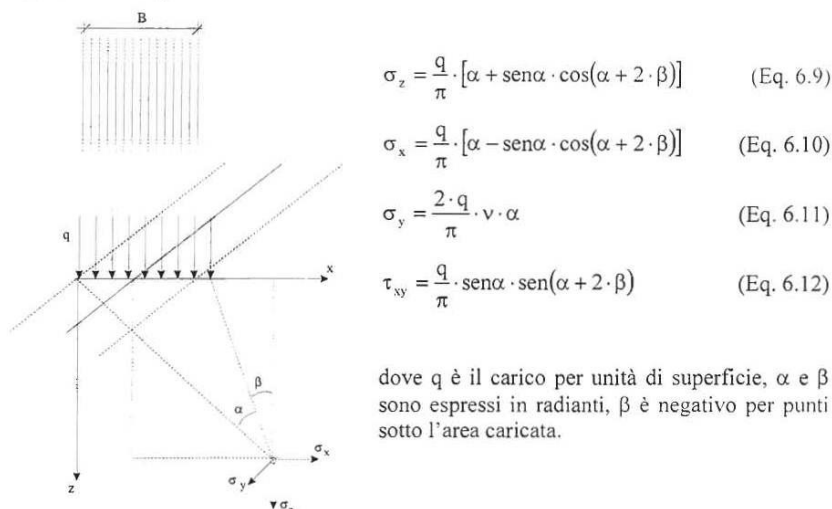


Figura 6.6: Pressione uniforme su striscia indefinita

INCREMENTO SPINTA ORIZZONTALE PER SOVRACCARICO TRAFFICO

$b =$	3.00	m	Larghezza superficie di carico
$x =$	1.00	m	Verticale a lato della superficie di carico
$P =$	720	Kg/m	Carico a metro lineare di lunghezza
$K_a =$	0.422		Coefficiente di spinta attiva terreno
$H =$	6.50	m	Altezza parete

z (in m)	β	$\alpha + \beta$	α	$\sigma_v(z)$ (Kg/m)	$\sigma_h(z)$ (Kg/m)	$\Delta\sigma_h(z)$ (Kg/m)	$\Delta h_i = \Delta\sigma_h * \Delta z$ (Kg)
0.01	1.561	1.568	0.007	0	3	3	
0.50	1.107	1.446	0.339	14	141	147	38
1.00	0.785	1.326	0.540	63	185	211	90
1.50	0.588	1.212	0.624	113	173	221	108
2.00	0.464	1.107	0.644	147	147	210	108
2.50	0.381	1.012	0.632	169	121	192	100
3.00	0.322	0.927	0.606	180	98	174	91
3.50	0.278	0.852	0.574	185	78	156	82
4.00	0.245	0.785	0.540	185	63	141	74
4.50	0.219	0.727	0.508	182	51	128	67
5.00	0.197	0.675	0.477	177	42	116	61
5.50	0.180	0.629	0.449	172	34	107	56
6.00	0.165	0.588	0.423	166	28	98	51
6.50	0.153	0.552	0.399	159	24	91	47
$\Sigma \Delta\sigma_h =$							974

INCREMENTO SPINTA ORIZZONTALE PER CARICHI VARIABILI NEVE

Calcolo azione neve (P.to 3.4 delle N.T.C. 2008)

Valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo (p.to 3.4.2):

Provincia di Ascoli Piceno $\Rightarrow$ Zona II – Mediterranea (1)

Quota del suolo sul livello del mare nel sito di realizzazione dell'edificio:

$a_s = 140 < 200$ m (2)

(1) + (2) $\Rightarrow q_{sk} = 1.00$ KN/m² = 100 Kg/m²

Coefficiente di esposizione (p.to 3.4.3): $C_E = 1.00$

Coefficiente termico (p.to 3.4.4): $C_t = 1.00$

Coefficiente di forma della copertura (p.to 3.4.5): inclinazione falda: $\alpha < 30^\circ \Rightarrow \mu = 0.8$

Carico neve: $q_s = \mu \times q_{sk} \times C_E \times C_t = 80$ Kg/m².

INCREMENTO SPINTA ORIZZONTALE PER SOVRACCARICO NEVE

b =	15.00	m	Larghezza superficie di carico
x =	0.00	m	Verticale a lato della superficie di carico
P =	80	Kg/m	Carico a metro lineare di lunghezza
Ka =	0.422		Coefficiente di spinta attiva terreno
H =	6.50	m	Altezza parete

z (in m)	β	$\alpha + \beta$	α	$\sigma_v(z)$ (Kg/m)	$\sigma_h(z)$ (Kg/m)	$\Delta\sigma_h(z)$ (Kg/m)	$\Delta h_i = \Delta\sigma_h * \Delta z$ (Kg)
0.01	0.000	1.570	1.570	40	40	57	
0.50	0.000	1.537	1.537	40	38	55	28
1.00	0.000	1.504	1.504	40	37	53	27

1.50	0.000	1.471	1.471	40	35	52	26
2.00	0.000	1.438	1.438	40	33	50	25
2.50	0.000	1.406	1.406	40	32	49	25
3.00	0.000	1.373	1.373	40	30	47	24
3.50	0.000	1.342	1.342	40	29	45	23
4.00	0.000	1.310	1.310	40	27	44	22
4.50	0.000	1.279	1.279	40	26	42	22
5.00	0.000	1.249	1.249	39	24	41	21
5.50	0.000	1.219	1.219	39	23	39	20
6.00	0.000	1.190	1.190	39	22	38	19
6.50	0.000	1.162	1.162	39	20	37	19
$\Sigma M \Delta \sigma h =$							301

Si conclude che la condizione di carichi variabili più gravosa è quella dovuta al traffico che produce un incremento di azione orizzontale a tergo del muro pari a 974 Kg, contro i 301 Kg della neve.

Schema dei carichi agenti

Lo schema dei carichi agenti sulla parete verticale del muro è il seguente.

CARICHI AGENTI

- (1) Carico permanente G: spinta orizzontale del terreno
- (2) Carico variabile Q: incremento di spinta orizzontale per la presenza del sovraccarico variabile del traffico
- (3) Azione sismica E allo stato limite di salvaguardia della vita SLV

Combinazioni di carico

COMBINAZIONE DI CARICO ALLO SLU-EQU

(Verifiche ribaltamento e scorrimento sul piano di posa)

I carichi vengono combinati secondo i coefficienti parziali di sicurezza di cui alla Tabella 6.2.I delle NTC 2008, nella combinazione EQU, con coefficiente i seguenti coefficienti parziali:

carichi permanenti (sfavorevole): $\gamma_G = 1.1$

carichi permanenti (favorevole): $\gamma_G = 0.9$

carichi variabili: $\gamma_Q = 1.5$

COMBINAZIONE DI CARICO ALLO SLU-STR

I carichi vengono combinati secondo i coefficienti parziali di sicurezza di cui alla Tabella 6.2.I delle NTC 2008, nella combinazione A1 STR, con coefficiente i seguenti coefficienti parziali:

carichi permanenti: $\gamma_G = 1.3$

carichi variabili: $\gamma_Q = 1.5$

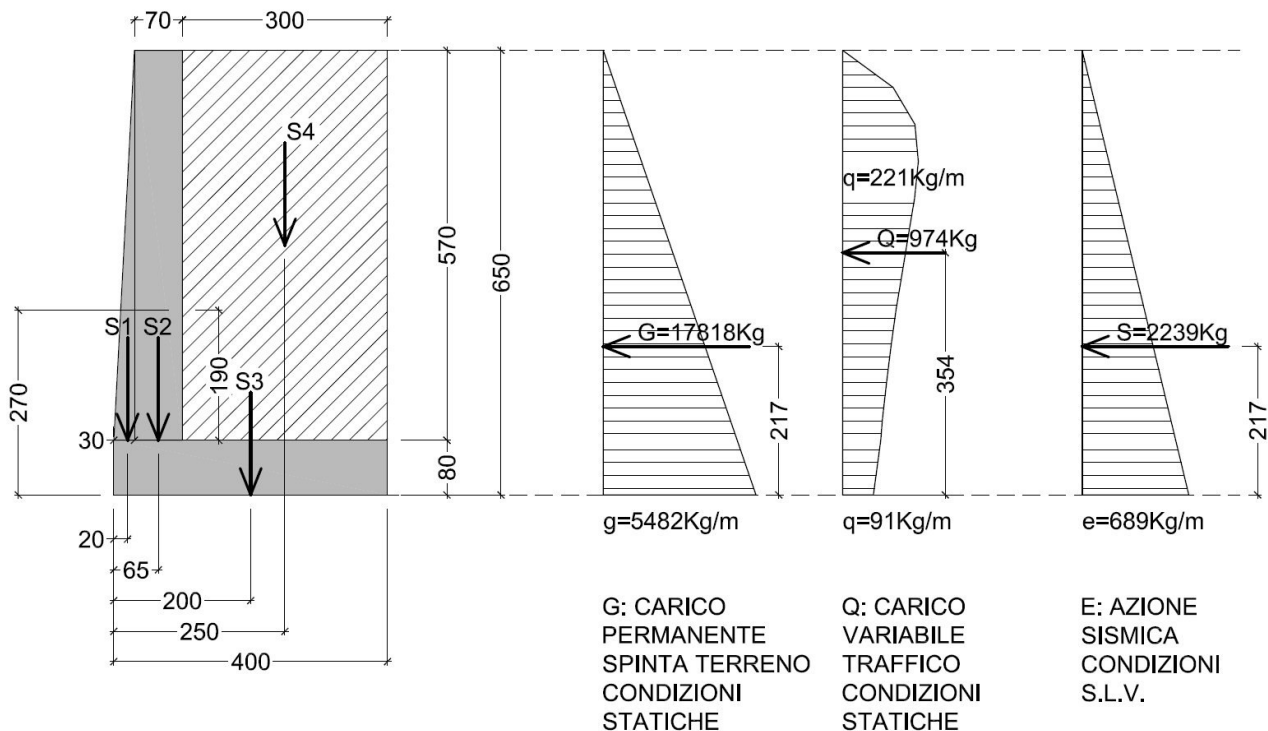
COMBINAZIONE DI CARICO ALLO SLV

La verifica delle azioni sismiche, in base a § 5.1.4.6 di NTC 2008, viene svolta secondo § 3.2.4: $G + E + \psi_2 * Q_k$

Il valore del coefficiente ψ_2 indicato in Tabella 5.1.VI delle NTC 2008 è pari a 0, per cui la combinazione di carico sismica è: $G + E$

Verifica del nuovo muro a ribaltamento e scorrimento sul piano di posa

Schema di verifica



Verifica a ribaltamento

AZIONI INSTABILIZZANTI

Combinazione di carico: SLU-EQU

Azione permanente spinta del terreno

$$G = 17818 \text{ Kg}$$

$$M_{G,SLU-EQU} = 1.1 * G * 6.5 / 3 = 42466 \text{ Kgm}$$

Azione variabile traffico

$$Q = 974 \text{ Kg}$$

$$M_{Q,SLU-EQU} = 1.5 * Q * 3.54 = 5172 \text{ Kgm}$$

Totale momento ribaltante

$$MR_{SLU-EQU} = M_{G,SLU-EQU} + M_{Q,SLU-EQU} = 47638 \text{ Kgm}$$

Combinazione di carico: SLV

Azioni permanenti spinta terreno:

$$G = 17818 \text{ Kg}$$

$$M_{G,SLV} = G * 6.5 / 3 = 38606 \text{ Kgm}$$

Azioni sismica:

$$E = 2239 \text{ Kg}$$

$$M_{E,SLV} = 1.0 * E * 6.5 / 3 = 4851 \text{ Kgm}$$

$$M_{SLV} = M_{G,SLV} + M_{E,SLV} = 43457 \text{ Kgm}$$

Osservazione: le condizioni più gravose sono allo SLU.

AZIONI STABILIZZANTI

Combinazione di carico: SLU-EQU

Azione permanente pesi propri

$$S1 = 0.30 * 5.70/2 * 2500 = 2138 \text{ Kg}$$

$$S2 = 0.70 * 5.70 * 2500 = 9975 \text{ Kg}$$

$$S3 = 4.00 * 0.80 * 2500 = 8000 \text{ Kg}$$

$$S4 = 3.00 * 5.70 * 1800 = 30780 \text{ Kg}$$

$$\text{Totale pesi propri: } S = 50893 \text{ Kg}$$

Momento stabilizzante

$$MS1 = S1 * 0.20 = 428 \text{ Kgm}$$

$$MS2 = S2 * 0.65 = 6484 \text{ Kgm}$$

$$MS3 = S3 * 2.00 = 16000 \text{ Kgm}$$

$$MS4 = S4 * 2.50 = 76950 \text{ Kgm}$$

$$\text{Totale momento stabilizzante: } MS = 99862 \text{ Kgm}$$

$$\text{Totale momento stabilizzante SLU-EQU: } MS_{SLU-EQU} = 0.9 * MS = 89875 \text{ Kgm}$$

VERIFICA A RIBALTAMENTO

$$MR_{SLU-EQU} = 47638 \text{ Kgm} < MS_{SLU-EQU} = 89875 \text{ Kgm}$$

Verifica a scorrimento del piano di posa

AZIONI INSTABILIZZANTI

Combinazione di carico: SLU-EQU

Azione permanente spinta del terreno

$$G = 17818 \text{ Kg}$$

$$G_{\text{SLU-EQU}} = 1.1 * G = 19600 \text{ Kg}$$

Azione variabile traffico

$$Q = 974 \text{ Kg}$$

$$Q_{\text{SLU-EQU}} = 1.5 * Q = 1461 \text{ Kg}$$

Totale forza orizzontale di scorrimento

$$H_{\text{SLU-EQU}} = G_{\text{SLU-EQU}} + Q_{\text{SLU-EQU}} = 21061 \text{ Kg}$$

Combinazione di carico: SLV

Azioni permanenti spinta terreno:

$$G = 17818 \text{ Kg}$$

$$G_{\text{SLV}} = G = 17818 \text{ Kg}$$

Azioni sismica:

$$E = 2239 \text{ Kg}$$

$$E_{\text{SLV}} = 2239 \text{ Kg}$$

$$H_{\text{SLV}} = G_{\text{SLV}} + E_{\text{SLV}} = 20057 \text{ Kg}$$

Osservazione: le condizioni più gravose sono allo SLU.

AZIONI STABILIZZANTI

Combinazione di carico: SLU-EQU

Azione permanente pesi propri

$$S1 = 0.30 * 5.70/2 * 2500 = 2138 \text{ Kg}$$

$$S2 = 0.70 * 5.70 * 2500 = 9975 \text{ Kg}$$

$$S3 = 4.00 * 0.80 * 2500 = 8000 \text{ Kg}$$

$$S4 = 3.00 * 5.70 * 1800 = 30780 \text{ Kg}$$

$$\text{Totale pesi propri: } S = 50893 \text{ Kg}$$

Azione orizzontale resistente dovuta all'attrito tra la base del nuovo muro ed il solettone c.a. del vecchio muro.

$$FA = S * \operatorname{tg}(30^\circ) = 50893 * 0.577 = 29365 \text{ Kg}$$

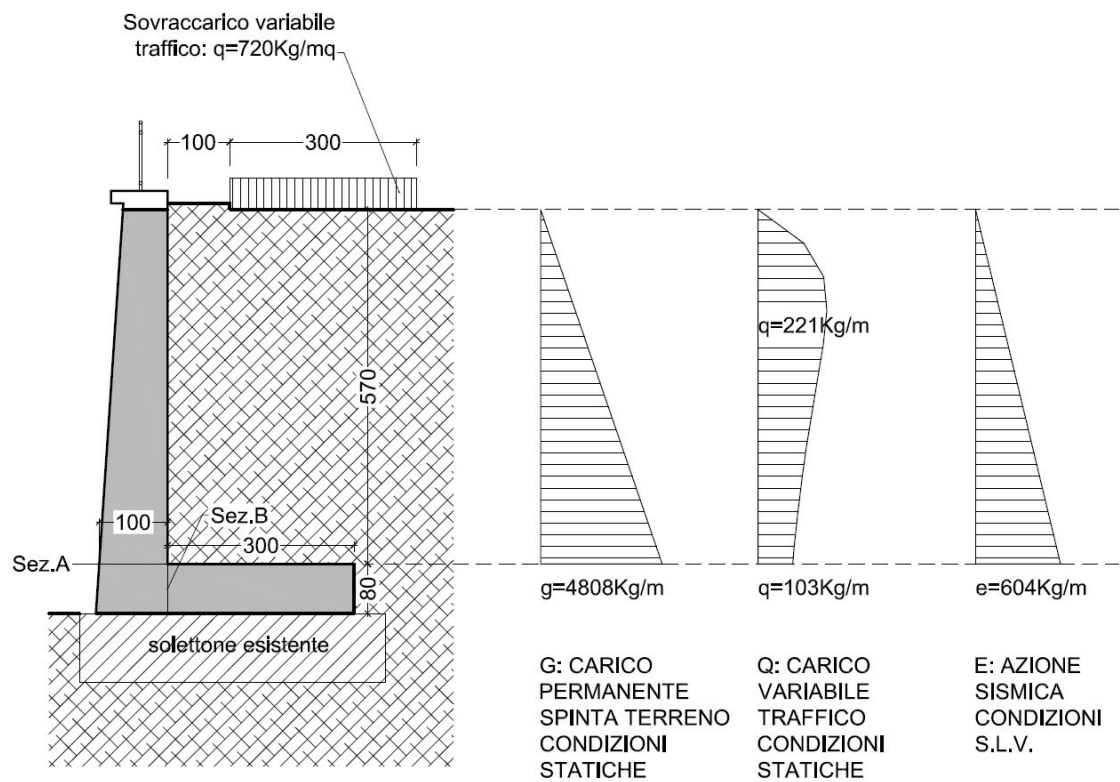
$$FA_{\text{SLU-EQU}} = FA * 0.9 = 26428 \text{ Kg}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO DEL PIANO DI POSA

$$FA_{\text{SLU-EQU}} / H_{\text{SLU-EQU}} = 26428 / 21061 = 1.25 > 1.1$$

Verifica strutturale del nuovo muro

SCHEMA DI CALCOLO



COMBINAZIONE DI CARICO ALLO SLU

Azioni permanenti:

$$G = 4808 * 5.7 / 2 = 13703 \text{ Kg}$$

$$M_{G, \text{SLU}} = 1.3 * G * 5.7 / 3 = 33846 \text{ Kgm}$$

Azioni variabili:

z (in m)	$\Delta\sigma_h(z)$ (Kg/m)	$\Delta h_i = \Delta\sigma_h * \Delta z$ (Kg)	h-z _i (m)	$M\Delta h_i$ (Kgm)
0.01	3			
0.50	147	38	5.45	205
1.00	211	90	4.95	444
1.50	221	108	4.45	481
2.00	210	108	3.95	425

2.50	192	100	3.45	346
3.00	174	91	2.95	270
3.50	156	82	2.45	202
4.00	141	74	1.95	145
4.50	128	67	1.45	97
5.00	116	61	0.95	58
5.70	103	55	0.35	19
			$\Sigma M \Delta h_i =$	2692

$$M_{Q,SLU} = 1.5 * 2692 = 4038 \text{ Kgm}$$

$$M_{SLU} = M_{G,SLU} + M_{Q,SLU} = 37882 \text{ Kgm}$$

COMBINAZIONE DI CARICO ALLO SLV

Azioni permanenti:

$$G = 4808 * 5.7 / 2 = 13703 \text{ Kg}$$

$$M_{G,SLV} = 1.0 * G * 5.7 / 3 = 26034 \text{ Kgm}$$

Azioni sismca:

$$E = 604 * 5.7 / 2 = 1721 \text{ Kg}$$

$$M_{E,SLV} = 1.0 * E * 5.7 / 3 = 3271 \text{ Kgm}$$

$$M_{SLV} = M_{G,SLV} + M_{Q,SLV} = 29305 \text{ Kgm}$$

Osservazione: le condizioni più gravose sono allo SLU.

VERIFICA SEZIONE INCASTRO PARETE VERTICALE MURO DI PROGETTO

Momento di progetto: $M = M_{SLU} = 37882 \text{ Kgm}$

Si considera un tratto di muro lungo 1 m

Sezione 100 x 100 (h)

Armatura superiore = Armatura inferiore = $1\phi 18/20 = 5+5\phi 18 = 12.72 \text{ cm}^2$

<u>DATI</u>				
<u>Azioni</u>				
Forza normale (positiva se di compressione):	N=	0		Kg
Momento flettente (positivo se tende le fibre inferiori):	M=	37882		Kg m
<u>Geometria</u>				
Base:	b=	100		cm
Altezza:	h=	100		cm
Distanza armatura superiore - Bordo superiore:	d1=	5		cm
Distanza armatura inferiore - Bordo inferiore:	d2=	5		cm
Altezza utile:	d=	95		cm
Asse neutro campi 3/4:	xl=	62		cm

<u>Materiali</u>			
<u>Acciaio B450C</u>			
Resistenza a trazione caratteristica:	ftk=	5400	Kg/cm ²
Tensione di snervamento caratteristica:	fyk=	4500	Kg/cm ²
Modulo elastico medio:	Es=	2100000	Kg/cm ²
Fattore di sicurezza parziale:	γs=	1.15	
Tensione di snervamento di calcolo:	fyd=	3913	Kg/cm ²
Deformazione di snervamento di calcolo:	εyd=	0.00186	
<u>Calcestruzzo C25/30</u>			
Resistenza caratteristica cubica:	Rck =	300	Kg/cm ²
Resistenza caratteristica prismatica:	fck = Rck x 0.83 =	249.0	
Fattore di sicurezza parziale:	γc=	1.50	
Resistenza di calcolo:	fcd = 0.85 fck / γc =	141.1	Kg/cm ²
<u>Armatura</u>			
Armatura tesa:	As1=	12.72	cm ²
Armatura compressa:	As2=	12.72	cm ²
% geometrica armatura tesa:	ρ1=	0.127%	
% geometrica armatura compressa:	ρ2=	0.127%	
<u>Verifiche</u>			
Forza normale resistente di progetto =	Nrd=	0	Kg
Momento flettente resistente di progetto =	Mrd=	45631	Kg m
	VERIFICA	OK	

VERIFICA SEZIONE INCASTRO SOLETTA MURO DI PROGETTO

Momento di progetto: $M = M_{SLU} = 37882 \text{ Kg m}$

Si considera un tratto di muro lungo 1 m

Sezione 100 x 80 (h)

Armatura superiore = Armatura inferiore = $1\phi 20/20 = 5+5\phi 20 = 15.71 \text{ cm}^2$

<u>DATI</u>			
<u>Azioni</u>			
Forza normale (positiva se di compressione):	N=	0	Kg
Momento flettente (positivo se tende le fibre inferiori):	M=	37882	Kg m
<u>Geometria</u>			
Base:	b=	100	cm
Altezza:	h=	80	cm
Distanza armatura superiore - Bordo superiore:	d1=	5	cm
Distanza armatura inferiore - Bordo inferiore:	d2=	5	cm
Altezza utile:	d=	75	cm
Asse neutro campi 3/4:	xl=	49	cm
<u>Materiali</u>			
<u>Acciaio B450C</u>			
Resistenza a trazione caratteristica:	ftk=	5400	Kg/cm ²
Tensione di snervamento caratteristica:	fyk=	4500	Kg/cm ²
Modulo elastico medio:	Es=	2100000	Kg/cm ²
Fattore di sicurezza parziale:	γs=	1.15	
Tensione di snervamento di calcolo:	fyd=	3913	Kg/cm ²
Deformazione di snervamento di calcolo:	εyd=	0.00186	
<u>Calcestruzzo C25/30</u>			
Resistenza caratteristica cubica:	Rck =	300	Kg/cm ²
Resistenza caratteristica prismatica:	fck = Rck x 0.83 =	249.0	

Fattore di sicurezza parziale:	$\gamma_c =$	1.50	
Resistenza di calcolo:	$f_{cd} = 0.85 f_{ck} / \gamma_c =$	141.1	Kg/cm ²
<u>Armatura</u>			
Armatura tesa:	$A_{s1} =$	15.71	cm ²
Armatura compressa:	$A_{s2} =$	15.71	cm ²
% geometrica armatura tesa:	$\rho_1 =$	0.196%	
% geometrica armatura compressa:	$\rho_2 =$	0.196%	
<u>Verifiche</u>			
Forza normale resistente di progetto =	$N_{rd} =$	0	Kg
Momento flettente resistente di progetto =	$M_{rd} =$	44025	Kg m
	VERIFICA	OK	

Roma 01/09/2017

I progettisti delle strutture

Dott. Ing. Guido D'Ascanio



Dott. Ing. Omar Marini Diomedi



Omar Marini Diomedi