

**COMUNE DI
SAN BARTOLOMEO IN GALDO**
(PROVINCIA DI BENEVENTO)



PROGETTO ESECUTIVO

*Piano Triennale Edilizia Scolastica PTES 2018-2020
Aggiornamento Annualità 2019*

**LAVORI DI COMPLETAMENTO ED AMPLIAMENTO DELL' EDIFICIO
SCOLASTICO IANZITI - I stralcio**

Committente: AMMINISTRAZIONE COMUNALE

Progettisti U.T.C.:

(Ing. Giovanni DIURNO)

VISTO: IL SINDACO

(DOTT. Carmine AGOSTINELLI)

Oggetto dell' elaborato:

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO ASCENSORE

RTCA

DOCUMENTAZIONE TECNICA RELATIVA ALL'ASCENSORE IDRAULICO

LEGGI: D.P.R. 162/99 e s.m.i. - DIRETTIVA 2014/33/UE

NORME DI RIFERIMENTO: UNI EN 81-20: 2014 - UNI EN 81-50 : 2014

(Nel DISEGNO sono riportati i "dati generali" ed i "dati tecnici e disegni" che non compaiono nella relazione di calcolo che segue).



DESCRIZIONE TECNICA

Tipo d'impianto

oledinamico a taglia (2:1)

Q	=	Massa della portata secondo tabella 1.1	630	kg
P	=	Massa della cabina (Cabina + Arcata + operatori)	580	kg
		Capienza (Persone)	8	
		N° Fermate	2	
		N° Ingressi in cabina	1	
		Corsa	3,60	m
		Superficie utile della cabina	1,54	m ²
		N° dei pistoni impiegati	1	
V_m	=	Velocità nominale cabina	0,50	m / s
V_d	=	Velocità di discesa cabina	0,50	m / s
		Velocità di livellamento	0,13	m / s
		Potenza motore (13 HP) =	9,57	kW
		Portata della pompa	100	l / min

Centralina marca **OMAR**
Vano di corsa tipo: **PROFILATI METALLICI E VETRI DI SICUREZZA.**
Locale macchinario posto al piano 0, adiacente al vano corsa.
Accesso al locale macchinario: Diretto, agevole e sicuro
Manovra: Universale a pulsanti

Porte di piano: a 2 ante telescopiche scorrevoli orizzontalmente.
Porte di cabina: a 2 ante telescopiche scorrevoli orizzontalmente.

Dispositivi di sicurezza per porte automatiche: (Quando esistenti)

Costola sensibile + barriera di fotocellula

Spinta necessaria per impedire la chiusura della porta ≤ 150 N

Energia cinetica delle porte ≤ 10 J

Cabina: Le pareti, il pavimento ed il tetto della cabina hanno una resistenza meccanica sufficiente.

Intelaiatura della cabina:

L'insieme costituito dall'intelaiatura di cabina, dai pattini, dalle pareti, dal pavimento e dal tetto della cabina ha una resistenza sufficiente per resistere agli sforzi che gli sono applicati durante il funzionamento normale dell'ascensore, durante l'intervento del paracadute o della valvola di blocco, o nell'impatto della cabina sui suoi ammortizzatori.

Sovraccarico in cabina:

Montato dispositivo che impedisce la partenza normale in caso di sovraccarico della cabina.

Carico, oltre la portata, che sovraccarica la cabina: 10% della portata, con un minimo di 75 kg.

Allarme in cabina:

Un dispositivo di allarme presente in cabina permette una comunicazione bidirezionale a voce che consente un contatto permanente con un servizio di soccorso, e che, dopo l'inizio della comunicazione, fa sì che non sia necessaria alcuna ulteriore azione della persona racchiusa in cabina.

Arresti in fossa: Vedere progetto

Arresto in alto: Ammortizzatore idraulico tra fondello dello stelo e cilindro: corsa 35 mm.

Precauzioni previste contro la caduta libera o la discesa a velocità eccessiva:

Valvola di blocco (fissata direttamente e rigidamente con flangia alla testa del pistone in corrispondenza della bocca di efflusso) più, se a taglia, paracadute azionato dall'allentamento o dalla rottura di una o tutte le funi.

Paracadute con contatto elettrico di sicurezza, a presa istantanea se la velocità di discesa della cabina $V_d \leq 0.63 \text{ m/s}$, a presa progressiva se $V_d > 0.63 \text{ m/s}$ ovvero se le coppie di guide cabina sono più di una. Il paracadute utilizzato non è registrabile.

Precauzioni previste contro l'abbassamento lento:

Sistema elettrico antideriva:

Il macchinario è alimentato per la direzione di salita, indipendentemente dalla posizione delle porte, se la cabina è in una zona compresa tra un livello di 0.12 m al massimo sotto il livello del piano e l'estremità inferiore della zona di sbloccaggio delle porte di piano.

Se l'ascensore resta inoperoso, la cabina è riportata automaticamente al piano più basso dopo un tempo non superiore a 15 minuti dall'ultima corsa.

Scambio informazioni:

Con la persona responsabile dell'edificio è avvenuto uno scambio d'informazioni tali da consentire di prendere tutte le misure adeguate per il corretto funzionamento e la sicurezza di utilizzazione dell'impianto, inoltre la suddetta persona responsabile dell'edificio è stata informata sui carichi indotti, sull'edificio, dall'installazione e dall'uso dell'impianto, nonché sulle altre leggi e norme che riguardano l'ascensore. (L. 13/89 , D.M. 236/90 , antincendio, ecc.)

Analisi dei rischi: I rischi previsti dalla Direttiva Ascensori 2014/33/UE sono da ritenere coperti in quanto sono state integralmente rispettate le norme UNI EN 81-20 : 2014 e UNI EN 81-50 : 2014.

INDICAZIONI DEI CIRCUITI ELETTRICI

CIRCUITO	CORRENTE	TENSIONE	SEZIONE	SIGLA	SIMBOLO
Motore	50 Hz	400	10	450/750	H07 VK
Manovra	cr	48	1	300/500	H05 VK
Illuminazione	50 Hz	230	1	450/750	A05 VV H-F
Segnalazioni	ca	12	1	300/500	H05 VU
Allarme	cr	12	1	450/750	A07 VV H-F
Motore porte	50 Hz	125	1	450/750	A07 VV H-H

IMPIANTO DI TERRA: Conduttori di rame collegati all'impianto di terra locale.

Sezioni **10 mm² e 2,5 mm²**

I materiali elettrici elettrici e la loro installazione rispondono ai criteri della buona tecnica.

L'isolante e il materiale antinvecchiante.

Protezione del circuito di manovra: trasformatori e raddrizzatori con polo negativo regolarmente a terra.

Protezione del motore di sollevamento: salvamotore magnetotermici.

Dispositivo per impedire le chiamate dai piani: ritardatore min. 6 sec.

Serrature: controllo elettrico del blocco meccanico.

CALCOLO DI VERIFICA A TENSIONE DELLE FUNI PORTANTI

Funi conformi a norme

ISO 4344

n	=	Funi n°	4
d	=	Diametro nominale	10 mm
Nt	=	Trefoli n°	6
		Formazione seale	114 fili
Af	=	Sezione fune	38,4 mm²
Re	=	Classe di resistenza dei fili esterni	1570 N / mm²
Ri	=	Classe di resistenza dei fili interni	1570 N / mm²
R_m	=	Carico di rottura minimo convenzionale di una fune	49500 N
g_n	=	Accelerazione di gravità	9,81 m / s²
Q	=	Massa della Portata	630 kg
P	=	Massa totale della cabina	580 kg
Pf	=	Massa delle funi	14 kg
Pcf	=	Massa dei cavi flessibili	4 kg
T	=	Carico totale sulle funi = (Q + Pc + Pf + Pcf) · gn =	12052 N
T'	=	Carico su ogni fune = T / n =	3013 N
σ	=	Sollecitazione	78,46 N / mm²
Csf	=	Coefficiente di sicurezza	= R_m / T' =	16,43 ≥ 12
D	=	Diametro minimo di avvolgimento	400 mm
		Rapporto tra i diametri	= D / d =	40,0 ≥ 40

Attacchi del tipo : **Autoserraggio + Morsetto**

Carico di rottura del collegamento fune-attacco > 0,8 carico di rottura minimo di una fune

CALCOLO DI VERIFICA DELLE GUIDE DELLA CABINA

Tipo di paracadute **A presa istantanea**

Caratteristiche delle guide

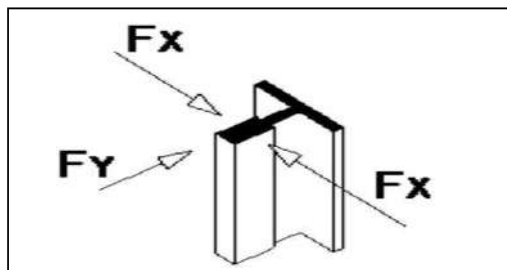
Dimensioni delle guide	T 90 x 75 x 16	mm
Codice ISO 7465		T 90/A
Qualità del materiale		Trafilate
n = Numero delle guide		2
R_m = Carico di rottura		370 N/mm²
E = Modulo d'elasticità		206010 N/mm²
W_X = Modulo di resistenza elastico		20800 mm³
W_Y = Modulo di resistenza elastico		11400 mm³
J_X = Momento di inerzia		1012000 mm⁴
J_Y = Momento di inerzia		515000 mm⁴
A = Sezione		1700 mm²
c = Spessore anima della guida		9 mm
i = Raggio d'inerzia minimo	$\sqrt{J_y / A}$	17,41 mm
λ = Coefficiente di snellezza	l / i	74,69 mm
ω = Coefficiente di maggiorazione		1,48
Tipo pattini		a scorrimento

Dati

k_1 = Coefficiente dinamico		3
k_2 = Coefficiente dinamico		1,2
k_3 = Coefficiente dinamico		1,2
g_n = Accelerazione di gravità		9,81 m/s²
l = Distanza massima ancoraggi		1300 mm
h = Distanza tra i pattini		2630 mm
D_X = Dimensione esterna cabina - Asse X		1160 mm
D_Y = Dimensione esterna cabina - Asse Y		1460 mm
δ_{str-x} = Deformazione della struttura - Asse X		0 mm
δ_{str-y} = Deformazione della struttura - Asse Y		0 mm
F_p = Forza aggiustamento edificio		0 N

Pesi

Q = Massa della Portata		630 kg
P_c = Massa cabina	(Cabina + Arcata)	510 kg
P_{cf} = Massa dei cavi flessibili		4,32 kg
P_o = Peso primo operatore		70 kg
$P'o$ = Peso secondo operatore		0 kg
P = Massa totale cabina	($P_c + P_{cf} + P_o + P'o$)	580 kg
M_{aux} = Massa attrezzature ausiliarie		15 kg
M_g = Massa guide		116 kg



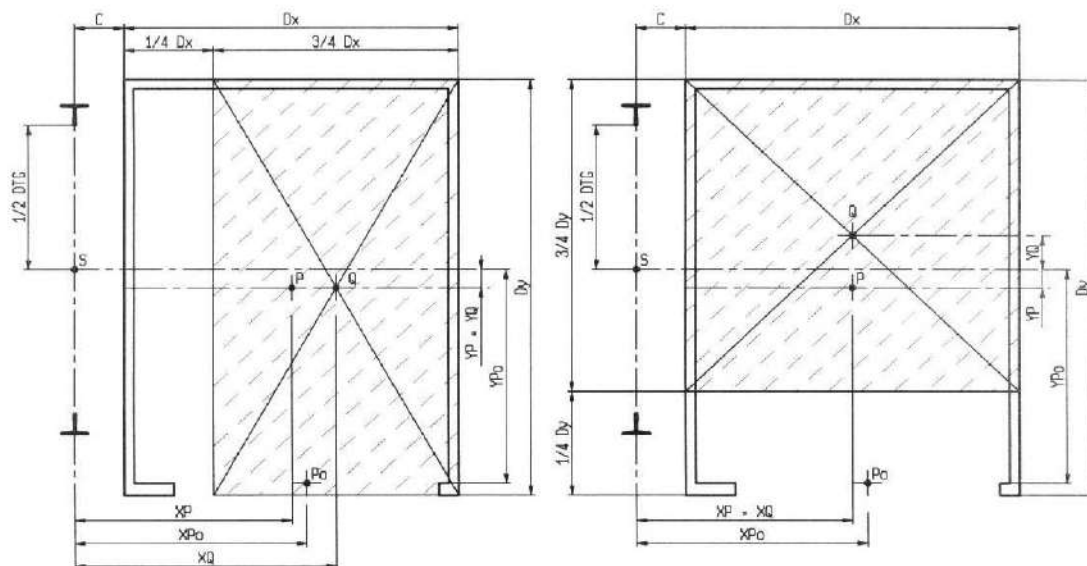
Forze massime sulle guide		
$F_x =$	568	daN
$F_y =$	184	daN
Freccie massime		
$\delta_x =$	1,7	mm
$\delta_y =$	0,3	mm

- SCHEMA DI CALCOLO PER VERIFICA GUIDE CABINA -

- Intervento Del Paracadute -

- Caso 1 relativo all'asse X -

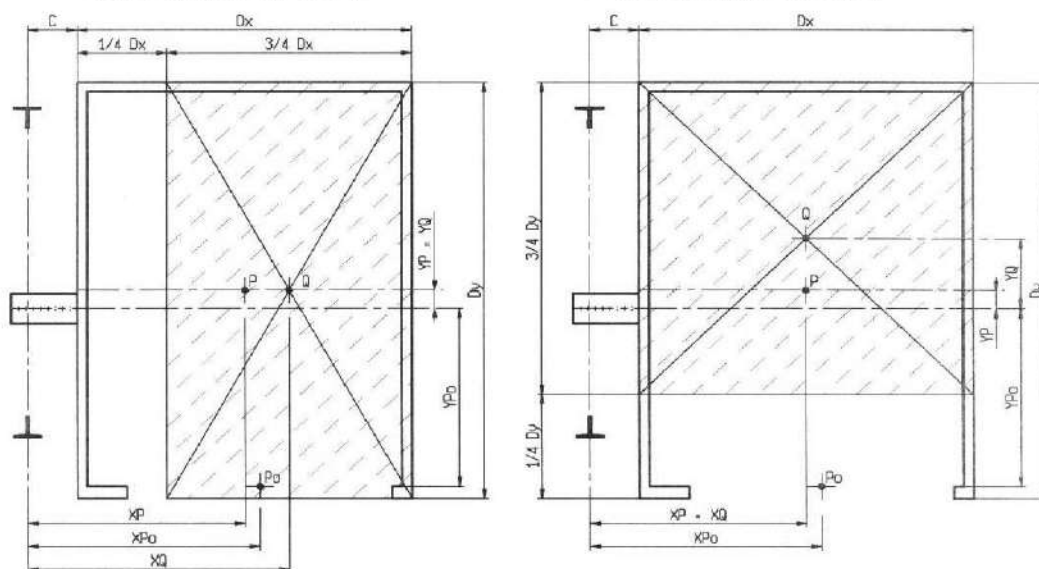
- Caso 2 relativo all'asse Y -



- Uso Normale In Marcia -

- Caso 1 relativo all'asse X -

- Caso 2 relativo all'asse Y -



VERIFICA DELLE GUIDE ALL'INTERVENTO DEL PARACADUTE

Caso 1 - Asse X

XQ	=	Baricentro portata - Asse X	905 mm
YQ	=	Baricentro portata - Asse Y	25 mm
XP	=	Baricentro cabina - Asse X	760 mm
Yp	=	Baricentro cabina - Asse Y	25 mm
Xpo	=	Baricentro primo operatore - Asse X	810 mm
Ypo	=	Baricentro primo operatore - Asse Y	755 mm
$Xp'o$	=	Baricentro secondo operatore - Asse X	0 mm
$Yp'o$	=	Baricentro secondo operatore - Asse Y	0 mm

Flessione - Asse Y

FX	=	Forza sulla guida=	$k1 \cdot gn \cdot (Q \cdot XQ + Pc \cdot XP + Po \cdot Xpo + P'o \cdot Xp'o) / (n \cdot h)$	5676 N
MY	=	Momento flettente $3 \cdot FX \cdot l / 16$	1383502 N mm
σY	=	Sollecitazione MY / WY	121,4 N / mm²

Flessione - Asse X

FY	=	Forza sulla guida =	$k1 \cdot gn \cdot (Q \cdot YQ + Pc \cdot YP + Po \cdot Ypo + P'o \cdot Yp'o) / (n/2 \cdot h)$	910,3 N
MX	=	Momento flettente $3 \cdot FY \cdot l / 16$	221889 N mm
σX	=	Sollecitazione MX / WX	10,7 N / mm²

Carico di punta

Fv	=	Forza sulla guida	$[k1 \cdot gn \cdot (Q + Pc + Po + P'o) / n] + Mg \cdot gn + Fp$	18940 N
σk	=	Sollecitazione $(Fv + k3 \cdot M_{aux}) \cdot \omega / A$	16,5 N / mm²

Sollecitazione composta

St	=	Fattore di sicurezza	1,8
σ_{amm}	=	Sollecitazione massima ammissibile Rm / St	205,6 N / mm²
σm	=	Flessione $\sigma Y + \sigma X$	132,0 N / mm² ($\leq \sigma_{amm}$)
σ	=	Flessione e compressione $\sigma m + (Fv + k3 \cdot M_{aux}) / A$	143,2 N / mm² ($\leq \sigma_{amm}$)
σc	=	Flessione a carico di punta $\sigma k + 0.9 \cdot \sigma m$	145,4 N / mm² ($\leq \sigma_{amm}$)
σF	=	Torsione $[Fx \cdot (h1 - b - f) \cdot 6] / [c2 \cdot (1 + 2 \cdot (h1 - f))]$	58,2 N / mm² ($\leq \sigma_{amm}$)

Frecce

δ_{amm}	=	Freccia massima ammissibile	5 mm
δX	=	Freccia - Asse X $0.7 \cdot (FX \cdot l^3 / 48 \cdot E \cdot JY) + \delta_{str-x}$	1,7 mm ($\leq \delta_{amm}$)
δY	=	Freccia - Asse Y $0.7 \cdot (FY \cdot l^3 / 48 \cdot E \cdot JX) + \delta_{str-y}$	0,1 mm ($\leq \delta_{amm}$)

Caso 2 - Asse Y

XQ	=	Baricentro portata - Asse X	760 mm
YQ	=	Baricentro portata - Asse Y	157,5 mm
XP	=	Baricentro cabina - Asse X	760 mm
Yp	=	Baricentro cabina - Asse Y	25 mm
Xpo	=	Baricentro primo operatore - Asse X	810 mm
Ypo	=	Baricentro primo operatore - Asse Y	755 mm
$Xp'o$	=	Baricentro secondo operatore - Asse X	0 mm
$Yp'o$	=	Baricentro secondo operatore - Asse Y	0 mm

Flessione - Asse Y

FX	=	Forza sulla guida	$k1 \cdot gn \cdot (Q \cdot XQ + Pc \cdot XP + Po \cdot Xpo + P'o \cdot Xp'o) / (n \cdot h)$	5165 N
MY	=	Momento flettente $3 \cdot FX \cdot l / 16$	1258919 N mm
σY	=	Sollecitazione MY / WY	110,4 N / mm²

Flessione - Asse X

FY	=	Forza sulla guida	$k1 \cdot gn \cdot (Q \cdot YQ + Pc \cdot YP + Po \cdot Ypo + P'o \cdot Yp'o) / (n/2 \cdot h)$	1844,41 N
MX	=	Momento flettente $3 \cdot FY \cdot l / 16$	449575 N mm
σX	=	Sollecitazione MX / WX	21,6 N / mm²

Carico di punta

Fv	=	Forza sulla guida	$[k1 \cdot gn \cdot (Q + Pc + Po + P'o) / n] + Mg \cdot gn + Fp$	18940 N
σk	=	Sollecitazione $(Fv + k3 \cdot M_{aux}) \cdot \omega / A$	16,5 N / mm²

Sollecitazione composta

St	=	Fattore di sicurezza	1,8
σ_{amm}	=	Sollecitazione massima ammissibile Rm / St	205,6 N / mm²
σm	=	Flessione $\sigma Y + \sigma X$	132,0 N / mm² ($\leq \sigma_{amm}$)
σ	=	Flessione e compressione $\sigma m + (Fv + k3 \cdot M_{aux}) / A$	143,2 N / mm² ($\leq \sigma_{amm}$)
σc	=	Flessione a carico di punta $\sigma k + 0.9 \cdot \sigma m$	135,3 N / mm² ($\leq \sigma_{amm}$)
σF	=	Torsione $[Fx \cdot (h1 - b - f) \cdot 6] / [c2 \cdot (1 + 2 \cdot (h1 - f))]$	64,0 N / mm² ($\leq \sigma_{amm}$)

Frecce

δ_{amm}	=	Freccia massima ammissibile	5 mm
δX	=	Freccia - Asse X $0.7 \cdot (FX \cdot l^3 / 48 \cdot E \cdot JY) + \delta_{str-x}$	1,6 mm ($\leq \sigma_{amm}$)
δY	=	Freccia - Asse Y $0.7 \cdot (FY \cdot l^3 / 48 \cdot E \cdot JX) + \delta_{str-y}$	0,3 mm ($\leq \sigma_{amm}$)

VERIFICA DELLE GUIDE - USO NORMALE IN MARCIA

Caso 1 - Asse X

XQ	=	Baricentro portata - Asse X	905 mm
YQ	=	Baricentro portata - Asse Y	50 mm
XP	=	Baricentro cabina - Asse X	760 mm
YP	=	Baricentro cabina - Asse Y	50 mm
Xpo	=	Baricentro primo operatore - Asse X	810 mm
Ypo	=	Baricentro primo operatore - Asse Y	680 mm
$Xp'o$	=	Baricentro secondo operatore - Asse X	0 mm
$Yp'o$	=	Baricentro secondo operatore - Asse Y	0 mm

Flessione - Asse Y

FX	=	Forza sulla guida=	$k2 \cdot gn \cdot (Q \cdot XQ + Pc \cdot XP + Po \cdot Xpo + P'o \cdot Xp'o) / (n \cdot h)$	2270 N
MY	=	Momento flettente $3 \cdot FX \cdot l / 16$	553401 N mm
σY	=	Sollecitazione MY / WY	48,5 N / mm²

Flessione - Asse X

FY	=	Forza sulla guida =	$k2 \cdot gn \cdot (Q \cdot YQ + Pc \cdot YP + Po \cdot Ypo + P'o \cdot Yp'o) / (n/2 \cdot h)$	468,2 N
MX	=	Momento flettente $3 \cdot FY \cdot l / 16$	114122 N mm
σX	=	Sollecitazione MX / WX	5,5 N / mm²

Sollecitazione composta

St	=	Fattore di sicurezza	2,25
σamm	=	Sollecitazione massima ammissibile Rm / St	164,4 N / mm²
σm	=	Flessione $\sigma Y + \sigma X$	54,0 N / mm² ($\leq \sigma amm$)
σF	=	Torsione	$[Fx \cdot (h1 - b - f) \cdot 6] / [c2 \cdot (1 + 2 \cdot (h1 - f))]$	25,6 N / mm² ($\leq \sigma amm$)

Frecce

δamm	=	Freccia massima ammissibile	5 mm
δX	=	Freccia - Asse X	$0.7 \cdot (FX \cdot l^3 / 48 \cdot E \cdot JY) + \delta str-x$	0,7 mm ($\leq \delta amm$)
δY	=	Freccia - Asse Y	$0.7 \cdot (FY \cdot l^3 / 48 \cdot E \cdot JX) + \delta str-y$	0,1 mm ($\leq \delta amm$)

Caso 2 - Asse Y

XQ	=	Baricentro portata - Asse X	760 mm
YQ	=	Baricentro portata - Asse Y	232,5 mm
XP	=	Baricentro cabina - Asse X	760 mm
YP	=	Baricentro cabina - Asse Y	50 mm
Xpo	=	Baricentro primo operatore - Asse X	810 mm
Ypo	=	Baricentro primo operatore - Asse Y	680 mm
$Xp'o$	=	Baricentro secondo operatore - Asse X	0 mm
$Yp'o$	=	Baricentro secondo operatore - Asse Y	0 mm

Flessione - Asse Y

FX	=	Forza sulla guida	$k2 \cdot gn \cdot (Q \cdot XQ + Pc \cdot XP + Po \cdot Xpo + P'o \cdot Xp'o) / (n \cdot h)$	2066 N
MY	=	Momento flettente $3 \cdot FX \cdot l / 16$	503568 N mm
σY	=	Sollecitazione MY / WY	44,2 N / mm²

Flessione - Asse X

FY	=	Forza sulla guida	$k2 \cdot gn \cdot (Q \cdot YQ + Pc \cdot YP + Po \cdot Ypo + P'o \cdot Yp'o) / (n/2 \cdot h)$	982,83 N
MX	=	Momento flettente $3 \cdot FY \cdot l / 16$	239564 N mm
σX	=	Sollecitazione MX / WX	11,5 N / mm²

Sollecitazione composta

St	=	Fattore di sicurezza	2,25
σamm	=	Sollecitazione massima ammissibile Rm / St	164,4 N / mm²
σm	=	Flessione $\sigma Y + \sigma X$	55,7 N / mm² ($\leq \sigma amm$)
σF	=	Torsione	$[Fx \cdot (h1 - b - f) \cdot 6] / [c2 \cdot (1 + 2 \cdot (h1 - f))]$	23,3 N / mm² ($\leq \sigma amm$)

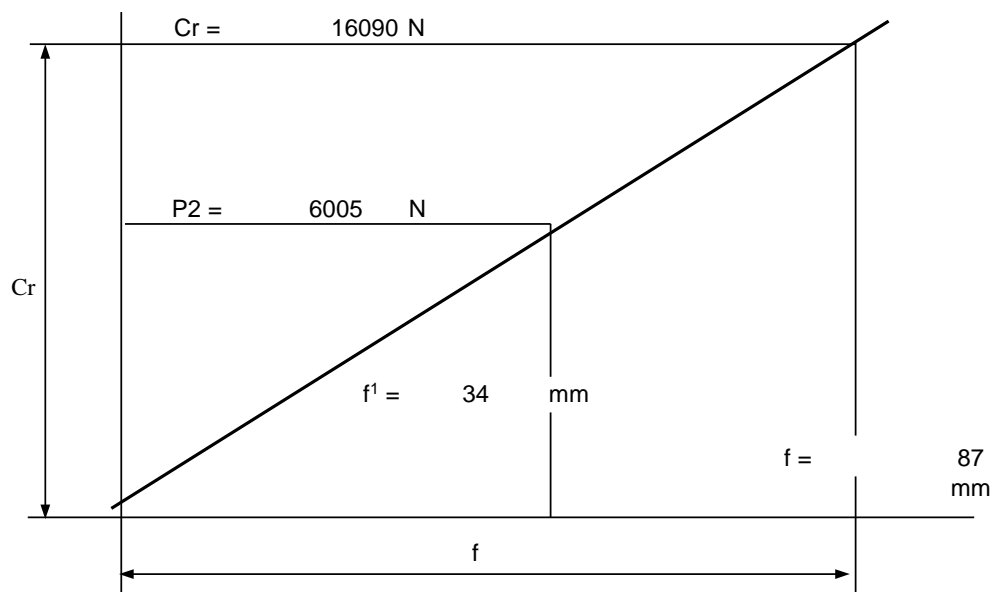
Frecce

δamm	=	Freccia massima ammissibile	5 mm
δX	=	Freccia - Asse X	$0.7 \cdot (FX \cdot l^3 / 48 \cdot E \cdot JY) + \delta str-x$	0,6 mm ($\leq \sigma amm$)
δY	=	Freccia - Asse Y	$0.7 \cdot (FY \cdot l^3 / 48 \cdot E \cdot JX) + \delta str-y$	0,2 mm ($\leq \sigma amm$)

DIMENSIONI E CALCOLI DEGLI AMMORTIZZATORI

Ammortizzatori ad elica cilindrica

P_1	=	Carico statico totale sulle molle (Q + P + P _f) · gn	12009,5 N
nm	=	n° ammortizzatori	2
d	=	Diametro del filo	13 mm
L	=	Lunghezza della molla	200 mm
D	=	Diametro medio dell'elica	61 mm
p	=	Passo	26,7 mm
n_a	=	Numero di spire attive (L - d) / p	7,00
Vd	=	Velocità massima di discesa	0,50 m / s
f	=	Corsa dell'ammortizzatore L - d · (1 + 1.1 · n_a)	87 mm
f'	=	Verifica della corsa 135 · Vd ²	34 mm
G	=	Modulo di elasticità	82404 N / mm²
Cr	=	Carico di compressione totale della molla	(f · G · d ⁴) / (8 · n _a · D ³)	16090 N
P_2	=	Carico statico su ciascuna molla P ₁ / nm	6005 N
		Verifica del carico statico Cr / P₂	2,7 (2.5 ÷ 4)



CALCOLO DI VERIFICA DELLE STRUTTURE PORTANTI IL CILINDRO

Pilastro d'acciaio vincolato alle estremità (2 cerniere)

Tipo del materiale	Fe 360 B
Profilo	Tubo Quadro
Diametro o lato	100 mm
Spessore	4 mm
σ_{amm} = Carico massimo ammissibile	140 N / mm²
A = Sezione	1536 mm²
J = Momento d'inerzia minimo	2363392 mm⁴
i = Raggio d'inerzia minimo $\sqrt{J/A}$	39,2 mm
k_3 = Coefficiente d' incremento dinamico intervento valvola di blocco	2
g_n = Accelerazione di gravità	9,81 m / s²
Q = Massa della Portata	630 kg
P = Massa cabina + operatori	580 kg
P_f = Massa delle funi	14 kg
P_{cf} = Massa dei cavi flessibili	4 kg
P_r = Massa del pistone	71 kg
P_{ci} = Massa del cilindro	22 kg
P_{ol} = Massa olio	19,36 kg
P_{rh} = Massa dell'arcata	50 kg
P_{pi} = Massa propria del pilastro compreso capofisso	49,4 kg
P_{tp} = Carico totale sul pilastro	
$= g_n \cdot [2 \cdot k_3 \cdot (Q + P + P_f + P_{cf}) + k_3 \cdot (P_r + P_{rh} + P_{ci} + P_{ol} + P_{pi})]$	
	$P_{tp} = 52362 \text{ N}$
L_f = Lunghezza libera d'inflessione	2450 mm
λ = Coefficiente di snellezza L_f/i	62,46
ω = Coefficiente di maggioramento per carico di punta	1,33
σ = Sollecitazione al carico di punta $\omega \cdot P_{tp}/A$	45,34 N / mm² ($\leq \sigma_{amm}$)

CALCOLO DEL PISTONE E DELLE TUBAZIONI

Q = Massa della portata	630 kg
P = Massa della cabina	580 kg
P_f = Massa delle funi	14 kg
P_{cf} = Massa dei cavi flessibili	4,32 kg
P_{tc} = Massa totale della cabina $P + P_{cf}$	584,32 kg
P_{rh} = Massa dell'arcata	50 kg
P_r = Massa del pistone	71,10 kg
g_n = Accelerazione di gravità	9,81 m / s²
c_m = Coefficiente di taglia	2
P_t = Carico totale sul pistone $[(Q + P + P_f) \cdot c_m + P_r + P_{rh}] \cdot g_n$	25206,9 N
d_m = Diametro esterno del pistone	85 mm
h_p = Altezza piezometrica	2 m
p = Pressione statica massima $[4 \cdot P_t / (\pi \cdot d_m^2)] + [(\gamma \cdot h_p) / 100]$	4,46 Mpa
p_a = Pressione di apertura della valvola di sovrappressione	6,24 Mpa ($\leq p \cdot 1.4$)

Pistone costituito da N° **1 pezzo.**

Contro l'eccesso di velocità della cabina in discesa è previsto un dispositivo fissato direttamente al cilindro costituito da una valvola che interrompe il deflusso del fluido.

Il sistema di giunzione tra gli elementi del pistone, quando eseguito in 2 o più pezzi, ne assicura una resistenza non inferiore a quella di un pistone delle stesse dimensioni realizzato in un unico pezzo.

Il limite superiore della corsa del pistone è determinato dall'appoggio del fondello sulla testa del cilindro.

L'arresto del pistone a limite corsa superiore avviene con mezzi ad effetto ammortizzato.

Con cabina appoggiata in basso sugli ammortizzatori completamente compressi il pistone non tocca il fondello del cilindro.

VERIFICA DELLO STELO

	Materiale impiegato tipo.....	Acciaio FE 52.2
R_m	= Resistenza a trazione del materiale	510 N / mm²
$R_{ps0,2}$	= Limite convenzionale di elasticità	355 N / mm²
E	= Modulo di elasticità	206010 N / mm²
d_m	= Diametro esterno	85 mm
d_{mi}	= Diametro interno	75 mm
e_s	= Spessore	5 mm
e_o	= Spessore di parete aggiuntivo	0,5 mm

Verifica di resistenza della parete cilindrica alla pressione radiale

cs_p = Coefficiente di sicurezza $2 \cdot R_{ps0,2} \cdot (e_s - e_o) / (2.3 \cdot p \cdot d_m)$ **3,7 > 1.7**

Verifica a carico di punta

Q	= Massa della portata	630 kg	
P	= Massa della cabina	580 kg	
P_f	= Massa delle funi	14 kg	
P_{cf}	= Massa dei cavi flessibili	4 kg	
P'	= Massa totale della cabina	584 kg	(P + P _{cf})
P_{rh}	= Massa dell'arcata	50 kg	
P_r	= Massa del pistone	71,10 kg	
A_n	= Sezione resistente	1256,6 mm²	$\pi \cdot (d_m^2 - d_{mi}^2) / 4$
J_n	= Momento d'inerzia	1009239 mm⁴	$\pi \cdot (d_m^4 - d_{mi}^4) / 64$
i_n	= Raggio d'inerzia	28,3 mm	$\sqrt{J_n / A_n}$
l_s	= Lunghezza dello stelo	2000 mm	
l_a	= Distanza tra la sommità dello stelo e la mezzeria della puleggia	270 mm	
l	= Lunghezza di calcolo	2270 mm	$l_s + l_a$
λ_n	= Grado di snellezza	80,1 mm	l / i_n
F_s	= Carico di punta effettivo applicato:		
	$1.4 \cdot g_n \cdot [cm \cdot (P + Q + P_{cf}) + 0.64 \cdot (P_r + P_{rh} + P_f)]$	34544 N	(< F _a)
F_a	= Carico massimo ammissibile:		
	Per $\lambda \geq 100$:	$(\pi^2 \cdot E \cdot J_n) / (2 \cdot l^2)$	//// N (> F _s)
	Per $\lambda < 100$:	$(A_n / 2) \cdot [R_m - (R_m - 210) \cdot (\lambda / 100)^2]$	246909 N (> F _s)

VERIFICA DEL CILINDRO

	Cilindro tipo	Semplice non interrato
	Materiale impiegato tipo.....	Acciaio Fe 52.2
$R_{pc0,2}$	= Limite convenzionale di elasticità	355 N / mm²
D	= Diametro esterno	114,3 mm
D_i	= Diametro interno	106,3 mm
e_{cyl}	= Spessore	4 mm
e_o	= Spessore di parete aggiuntivo	1 mm

Verifica di resistenza della parete cilindrica alla pressione radiale

cs_c = Coefficiente di sicurezza $2 \cdot R_{pc0,2} \cdot (e_{cyl} - e_o) / (2.3 \cdot p \cdot D)$ **1,82 > 1.7**

VERIFICA DEL FONDO DEL CILINDRO

Fondo piatto con gole di scarico

D_f	=	Diametro esterno del fondo	114,3 mm
e_1	=	Spessore del fondo	20 mm
s_1	=	Differenza fra il raggio del fondo e il raggio del cilindro $(D_f - D_i) / 2$	4 mm
r_1	=	Raggio dello scarico $\geq 5 \text{ mm e } \geq 0.2 \cdot s_1$	5 mm
u_1	=	Spessore al fondo dello scarico $\leq 1.5 \cdot s_1$	5,5 mm
h_1	=	Distanza tra la base del fondo e la guarnizione saldata $\geq (u_1 + r_1)$	20 mm
ge_1	=	Coefficiente di sicurezza in e_1 : $R_{pc0,2} \cdot (e_1 - e_0)^2 / (0.16 \cdot 2.3 \cdot p \cdot D_i^2)$	6,91 > 1.7
gu_1	=	Coefficiente di sicurezza in u_1 : $R_{pc0,2} \cdot (u_1 - e_0) / [(1.3 \cdot 2.3 \cdot p) \cdot (D_i / 2 - r_1)]$	2,49 > 1.7

VERIFICA DELLE TUBAZIONI TRA CENTRALINA E CILINDRO

Tubi rigidi

$R_{pt0,2}$	Materiale impiegato tipo.....	Acciaio FE 35.2	
	Limite convenzionale di elasticità	235 N / mm ²	
D_t	=	Diametro esterno	35 mm
s_t	=	Spessore minimo	2,5 mm
e_0	=	Spessore di parete aggiuntivo	0,5 mm
g_t	=	Coefficiente di sicurezza: $2 \cdot R_{pt0,2} \cdot (s_t - e_0) / (2.3 \cdot p \cdot D_t)$	2,6 > 1.7

Tubi flessibili

	Casa costruttrice		
	Tipo		
p_{sc}	=	Pressione di scoppio	35,68 Mpa $(\geq 8 \cdot p)$
CS_{sc}	=	Coefficiente di sicurezza psc / p	8
p_{pr}	=	Pressione di prova	22,30 Mpa $(\geq 5 \cdot p)$
CS_{pr}	=	Coefficiente di sicurezza ppr / p	5

- CARATTERISTICHE PRINCIPALI DELL'IMPIANTO -

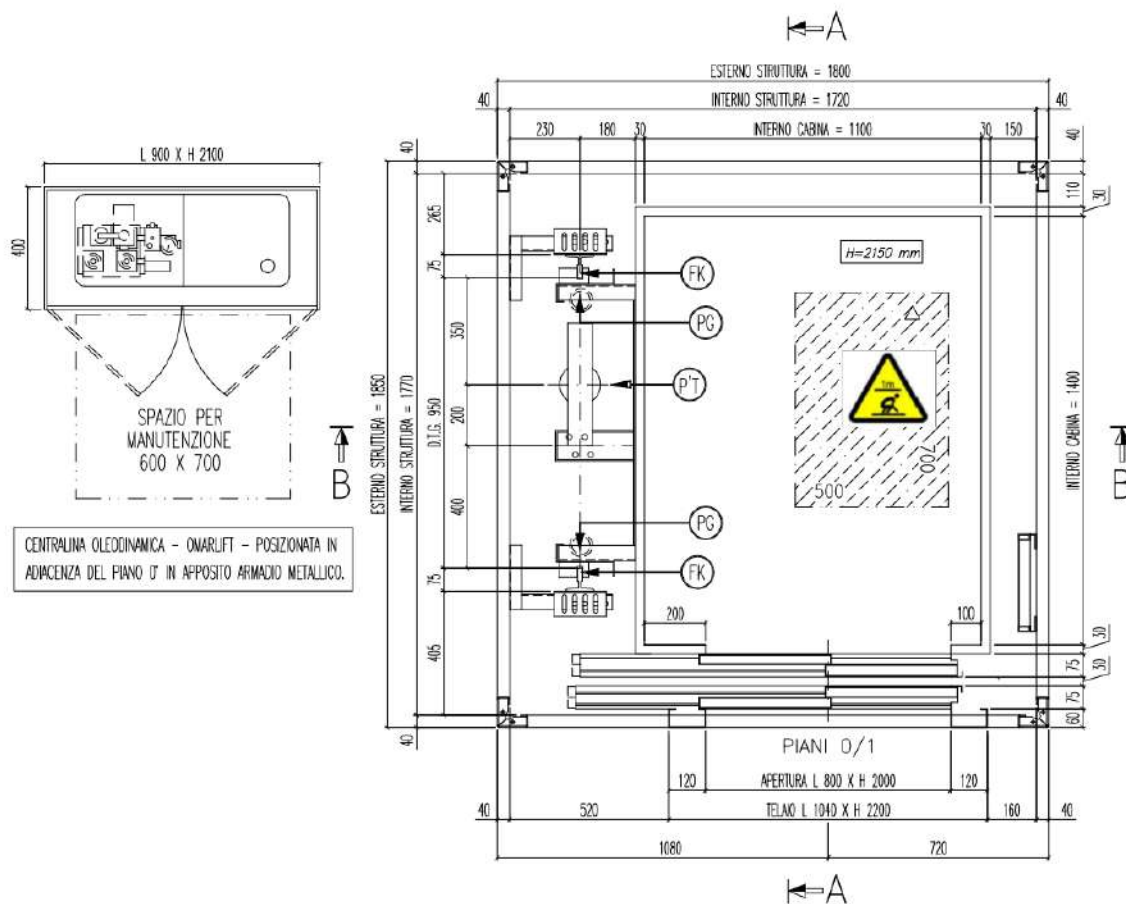
- Disegno relativo all'elevatore idraulico n°	0
- Installatore	0
- Utente	0
- Ubicazione impianto	SCUOLA <input type="text"/>

Ascensore idraulico in taglia

Q =	Massa della portata secondo tabella 1.1	630 kg
P =	Massa della cabina (Cabina + Arcata + operatori)	580 kg
	Capienza (Persone)	8
	N° Fermate	2
	Corsa	3,6 m
	Superficie utile della cabina	1,54 m²
Vm =	Velocità nominale cabina	0,5 m / s
	Velocità di livellamento	0,13 m / s
	Potenza motore	9,57 kW
	Portata della pompa	100 l / min
dm =	Diametro pistone	85 mm
es =	Spessore pistone	5 mm
ls =	Lunghezza pistone	2 m
	Guide cabina	T 90 x 75 x 16
l =	Distanza ancoraggi	1300 mm
n =	Funi n°	4
d =	Diametro funi	10 mm
D =	Diametro puleggia di rinvio	400 mm
p =	Pressione statica massima	4,46 Mpa
pa =	Pressione di apertura della valvola di sovrappressione	6,24 Mpa
pv =	Pressione a vuoto	2,28 Mpa

2	*		*			NOTE PER L'INSTALLATORE E PER IL CLIENTE
1	*		*			
0	PRIMA EMISSIONE - FIRST ISSUE		U.T. 15-05-19	---/--/---	---/--/---	
REV.	DESCRIZIONE - DESCRIPTION		Sigla-Data Drawn-Date	Controllato-Data Checked-Date	Approvato-Data Approved-Date	
DATI DI CONTRATTO - CONTRACT DATA						
CLIENTE - CLIENT		LUOGO INSTALLAZIONE / RIFER. PROGETTO - PROJECT REF.		IMPIANTO N° - PLANT No.		
* * *		SITE SCUOLA ELEMENTARE		* * *		
TIPO D'IMPIANTO TYPE OF LIFT		<input checked="" type="checkbox"/> PERSONE-PASSENGERS <input type="checkbox"/> MERCI-GOODS <input type="checkbox"/> /		TRAZIONE TRACTION		
PORTATA PAY LOAD		630 kg		21		
VELOCITA' SPEED		Nomiale-Rated 0.50 m/sec		FERMATE / SERVIZI / ACCESSI STOPS / LANDINGS / ACCES		
CORSA TRAVEL HEIGHT		3600 mm		2 / 2 / 1		
FOSSA FIT DEPTH		1500 mm		SUPERFICIE CABINA SUP. AREA		
TESTATA HEADROOM		3500 mm		TIPO DI VANO SHAFT TYPE		
				STRUTTURA MET.		
				MANOVRA CONTROL PANEL OPERATION		
				UNIVERSALE		
SPECIFICA COMPONENTI - SPECIFICATION OF EQUIPMENTS						
IMPIANTO TIPO PLANT TYPE		ASCENSORE OLEO		ARCATA TIPO CAR FRAME TYPE		DLT3
ARGANO/GEARLESS TIPO HOISTGEAR/GEARLESS TYPE		*		PULEGGIA DI TRAZIONE TRACTION SHEAVE		Ø * mm
FUNI DI TRAZIONE TRACTION ROPES		N° 4 x Ø 10 L= 14,00 /cad-each n		PULEGGIA DI DEVIAZIONE DEFLECTION SHEAVE		Ø * mm
FUNI LIMITATORE SPEED GOVERNOR ROPE		N° * x Ø * mm L= * /cad-each n		PULEGGE SU ARCATA CAR FRAME SHEAVE		N° 1 x Ø 400 mm
PISTONE FISTON		Marca-Manuf. DIMAR Dimens. 85x5x2000 mm		PULEGGE SU CONTRAPPESO COUNTERWEIGHT SHEAVE		N° * x Ø * mm
CILINDRO CYLINDER		Type: C97 Costruz. Pezzi - Ran olive in to n° 1		CENTRALINA PUMP UNITS		Marca-Manuf. DIMAR Tipo-Type HM
PORTE DI CABINA CAR DOORS		Automatiche 2 ante tel.		PRESSIONE STATICA STATIC PRESS.		PORTATA - CAPACITY 100 V/mn
PORTE DI FIANCO LANDING DOORS		Automatiche 2 ante tel.		GUIDE CABINA CAR GUIDE-RAIL		Tipo-Type 190x75x16 Tot. L= 8400 mm
PARACADUTE TIPO CAR SAFETY GEAR TYPE		<input type="checkbox"/> progress <input checked="" type="checkbox"/> Istantan.		GUIDE CONTRAPPESO COUNTERWEIGHT GUIDE-RAILS		Tipo-Type * Tot. L= * mm
NUMERO-TIPO AMMORT. CABINA NUMBER-TYPE CAR BUFFERS		N° 2 / MOLLA H200		STAFFE GUIDE CABINA CAR GUIDE-RAIL BRACKETS		N° 7+7 Max dist. 1300 mm
NUMERO-TIPO AMMORT. C/PESO NUMBER-TYPE CWT. BUFFERS		N° * / *		STAFFE GUIDE CONTRAPPESO CWT GUIDE-RAILS BRACKETS		N° * Max dist. * mm
DATI ELETTRICI - ELECTRICAL DATA						
MOTORE ELETTRICO ELECTRIC MOTOR		Tens. Illuminaz./Lighting Volti 220 Tens. alimentaz./Supply Volti 400 V Gr/miniv * rpm Rapporto di riduzione Ratio reduction *		Frequenza-Frequency 50 Hz N° poli-Poles No: Regolazione-Regul. * Tipo Avviamento /avviamento In Starts/Starts In DIRETTO av/v Potenza motore Motor power 9,6 / 13 kW/HP Corrente nominale nominal current * A Corrente avviamento Starting current * A		
ANALISI DEI CARICHI LOAD ANALYSIS				CARICHI DINAMICI DYNAMIC LOAD		
PORTATA OUTLOAD		630 kg		PG = Ann. Cabine / on the buffer		2500 daN
PESO CABINA+OPER. CARYOPER. WEIGHT		320 + 70 + * kg		PC = Ann. c-peso / cwt Weight		* daN
PESO ARCATA CAR FRAMEWEIGHT		190 kg		FK = Guide arcata / on the main rail car		2100 daN
PESO FUNI DI TRAZIONE MAIN ROPE WEIGHT		20 kg		PT = Sul pistone / on the piston		5300 daN
PESO ARCATA PULLEY WEIGHT		50 kg		R1 = Guide c-peso / main rail cwt		* daN
PESO PISTONE ROD WEIGHT		25 kg		R2 =		* daN
PESO CONTRAPPESO CWT. WEIGHT		* kg		R3 =		* daN
PESO CILINDRO CYLINDER WEIGHT		60 kg		R4 =		* daN
PESO OLIO OIL WEIGHT		30 kg		R5 =		* daN
PESO PILASTRINO CYLINDER PILLAR WEIGHT		40 kg		R6 =		* daN
PESO - ARGANO - GEARLESS + TRAVI HOISTGEAR+SUPPORT WEIGHT		* kg		SPINTE SULLE GUIDE - FORCES ON GUIDE		
PESO CAVI FLESSIBILI TRAILING CABLE WEIGHT		15 kg		SPINTE DINAMICHE - DYNAMIC LOAD		SPINTE STATICHE - STATIC LOAD
PESO STRUTTURA METALLICA STRUCTURE		* kg		FX = 570 daN		FX = 230 daN
PESO TAMPINATURA FANELS - SAFETY GLASS		* kg		FY = 185 daN		FY = 100 daN
PESO TOTALE - TOTAL LOAD		= 1450 kg				
PROGETTAZIONE IN OTTEMPERANZA - ENGINEERING BASED ON		■ UNI EN81-20/50 ■ DIRETTIVA 2004/33/UE <input type="checkbox"/> UNI EN81-21 (2012) <input type="checkbox"/> UNI EN81-1 (2010) <input type="checkbox"/> DIRETTIVA MACCHINE 2006/42/CE <input type="checkbox"/> UNI EN81-2 (2010)				
PER APPROVAZIONE DEL PRESENTE PROGETTO - FOR APPROVAL OF PRESENT PROJECT				FOGLIO-SHEET		
Firma Signature				1 di 4		
A TERMINI DI LEGGE E' VIETATA LA RIPRODUZIONE O COMUNICAZIONE A TERZI SENZA NOSTRA APPROVAZIONE - THE REPRODUCTION OR COMMUNICATION TO THIRD PARTIES WITHOUT OUR CONSENT IS PROHIBITED BY LAW						

**SEZIONE ORIZZONTALE VANO CORSA
E DELL'IMPIANTO ASCENSORE**



SPINTE STATICHE

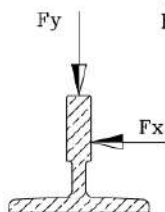
$F_x = 230 \text{ daN}$

$F_y = 100 \text{ daN}$

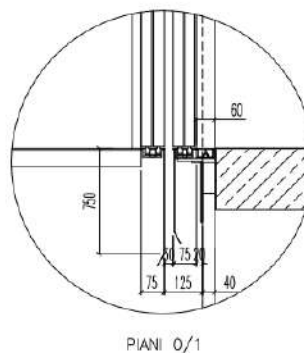
SPINTE DINAMICHE

$F_x = 570 \text{ daN}$

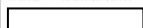
$F_y = 185 \text{ daN}$



PARTICOLARE SOGLIE



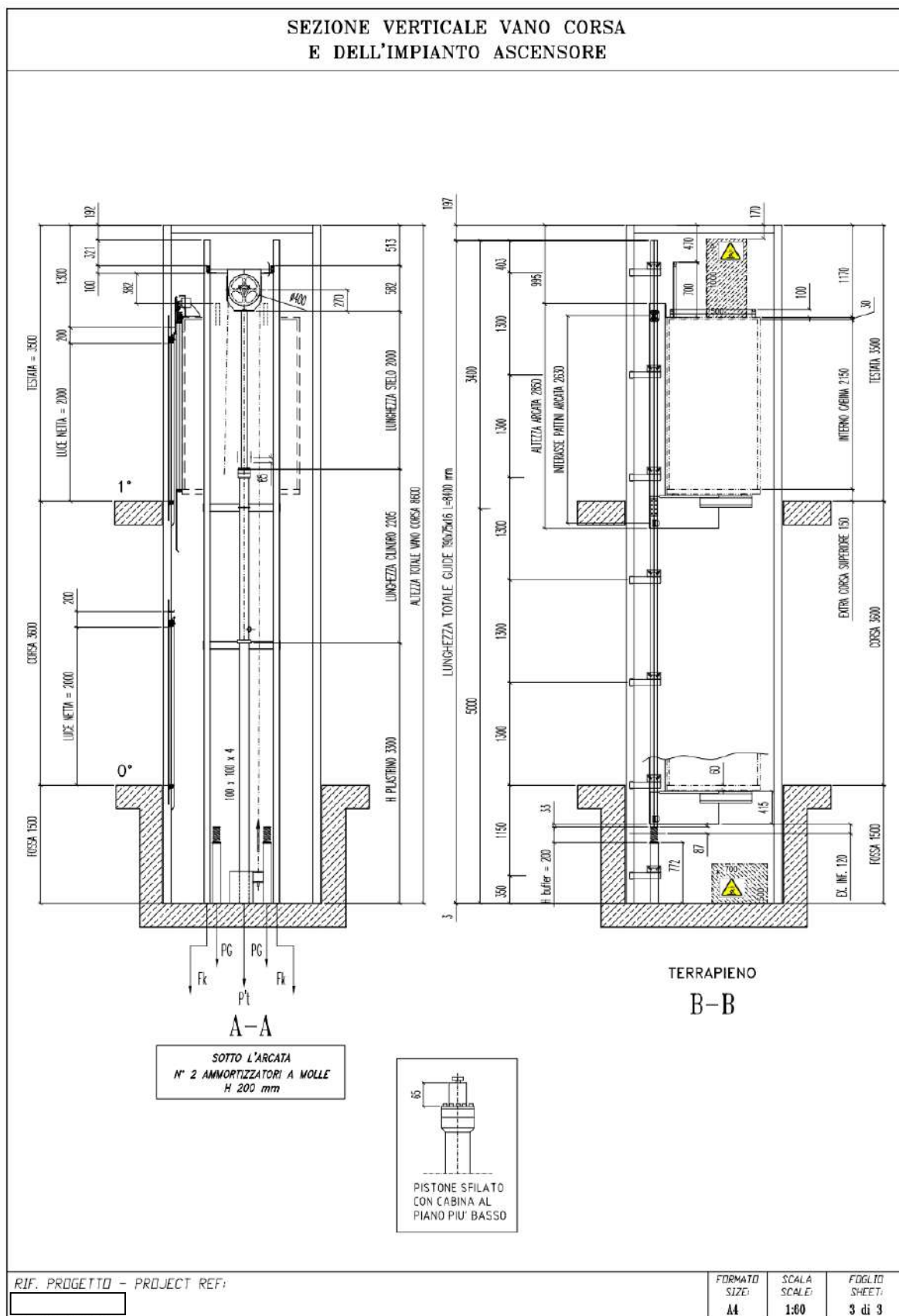
RIF. PROGETTO - PROJECT REF:



FORMATO
SIZE:
A4

SCALA
SCALE:
1:20

FOGLIO
SHEET:
2 di 3



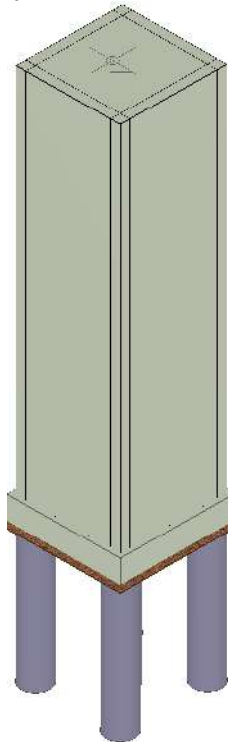
RELAZIONE DI CALCOLO

1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Vengono riportate di seguito due viste assonometriche contrapposte, allo scopo di consentire una migliore comprensione della struttura oggetto della presente relazione:

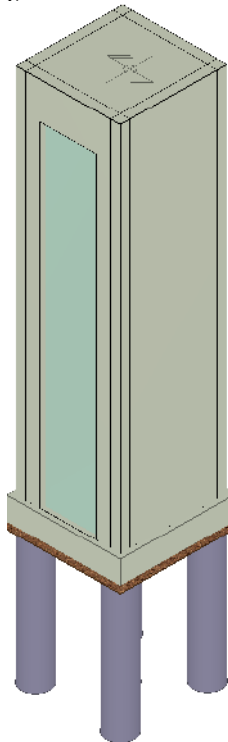
Vista Anteriore

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale O, X, Y, Z , ha versore $(1;1;-1)$



Vista Posteriore

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale O, X, Y, Z , ha versore $(-1;-1;-1)$



2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".

Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018 (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8)

"Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni".

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nelle seguenti norme:

Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.)

"Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008".

3 - MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

Tutti i materiali strutturali impiegati devono essere muniti di marcatura "CE", ed essere conformi alle prescrizioni del "REGOLAMENTO (UE) N. 305/2011 DEL PARLAMENTO EUROPEO E DEL CONSIGLIO del 9 marzo 2011", in merito ai prodotti da costruzione.

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

MATERIALI CALCESTRUZZO ARMATO

N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	C _{Erid}	Stz	R _{ck}	R _{cm}	%R _{ck}	γ _c	Caratteristiche calcestruzzo armato				
											f _{cd}	f _{ctd}	f _{cfm}	N	n Ac
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]		[N/mm ²]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		
Classe C25/30 B450C - (C25/30)															
001	25.000	0,000010	31.447	13.103	60	P	30,00	-	0,85	1,50	14,11	1,19	3,07	15	002

LEGENDA:

N _{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ _k	Peso specifico.
α _{T, i}	Coefficiente di dilatazione termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
C _{Erid}	Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [E _{sisma} = E · C _{Erid}].
Stz	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
R _{ck}	Resistenza caratteristica cubica.
R _{cm}	Resistenza media cubica.
%R _{ck}	Percentuale di riduzione della R _{ck}
γ _c	Coefficiente parziale di sicurezza del materiale.
f _{cd}	Resistenza di calcolo a compressione.
f _{ctd}	Resistenza di calcolo a trazione.
f _{cfm}	Resistenza media a trazione per flessione.
n Ac	Identificativo, nella relativa tabella materiali, dell'acciaio utilizzato: [-] = parametro NON significativo per il materiale.

MATERIALI ACCIAIO

N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	Stz	Caratteristiche acciaio									
						f _{yk,1} / f _{yk,2}	f _{tk,1} / f _{tk,2}	f _{yd,1} / f _{yd,2}	f _{td}	γ _s	γ _{M1}	γ _{M2}	γ _{M3,SLV}	γ _{M3,SLE}	γ _{M7} NCnt Cnt
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]						
Acciaio B450C - (B450C)															
002	78.500	0,000010	210.000	80.769	P	450,00	-	391,30	-	1,15	-	-	-	-	-
						-	-	-	-						

RELAZIONE GENERALE E DI CALCOLO DELL'ASCENSORE
"Lavori di completamento ed ampliamento dell'edificio scolastico Ianziti"

Caratteristiche acciaio															
N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	Stz	f _{yk,1} / f _{yk,2}	f _{tk,1} / f _{tk,2}	f _{yd,1} / f _{yd,2}	f _{td}	γ _s	γ _{M1}	γ _{M2}	γ _{M3,SLV}	γ _{M3,SLE}	γ _{M7} NCnt Cnt
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]						

LEGENDA:

N_{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ_k	Peso specifico.
α_{T, i}	Coefficiente di dilatazione termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
Stz	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
f_{tk,1}	Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con t ≤ 40 mm).
f_{tk,2}	Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).
f_{td}	Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni).
γ_s	Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV del materiale.
γ_{M1}	Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità.
γ_{M2}	Coefficiente parziale di sicurezza per sezioni tese indebolite.
γ_{M3,SLV}	Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLV (Bulloni).
γ_{M3,SLE}	Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLE (Bulloni).
γ_{M7}	Coefficiente parziale di sicurezza precarico di bulloni ad alta resistenza (Bulloni - NCnt = con serraggio NON controllato; Cnt = con serraggio controllato). [-] = parametro NON significativo per il materiale.
f_{yk,1}	Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con t ≤ 40 mm).
f_{yk,2}	Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).
f_{yd,1}	Resistenza di calcolo (per profili con t ≤ 40 mm).
f_{yd,2}	Resistenza di calcolo (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).
NOTE	[-] = Parametro non significativo per il materiale.

TENSIONI AMMISSIBILI ALLO SLE DEI VARI MATERIALI

Tensioni ammissibili allo SLE dei vari materiali			
Materiale	SL	Tensione di verifica	σ _{d,amm} [N/mm ²]
Cls C25/30_B450C	Caratteristica(RARA)	Compressione Calcestruzzo	14,94
	Quasi permanente	Compressione Calcestruzzo	11,21
Acciaio B450C	Caratteristica(RARA)	Trazione Acciaio	360,00

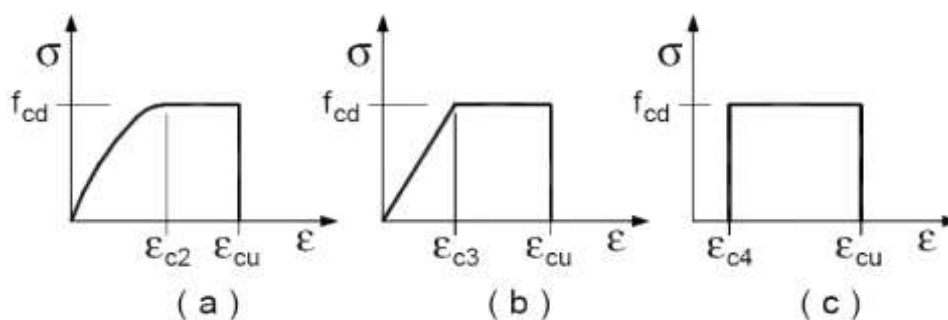
LEGENDA:

SL	Stato limite di esercizio per cui si esegue la verifica.
σ_{d,amm}	Tensione ammissibile per la verifica.

I valori dei parametri caratteristici dei suddetti materiali sono riportati anche nei "*Tabulati di calcolo*", nella relativa sezione.

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

I diagrammi costitutivi degli elementi in calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.1 del D.M. 2018; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e pressoflessione deviata è adottato il modello riportato in fig. (a).



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

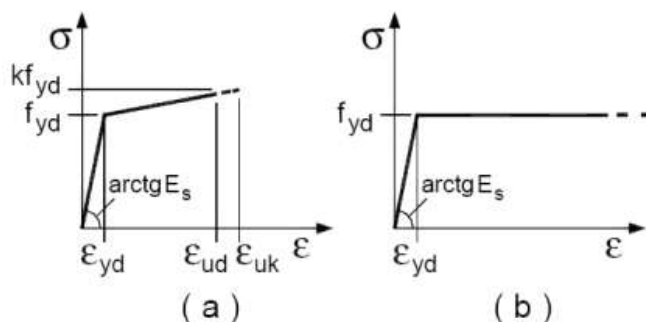
I valori di deformazione assunti sono:

$$\varepsilon_{c2} = 0,0020;$$

$$\varepsilon_{cu2} = 0,0035.$$

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.2 del D.M. 2018; in particolare è adottato il modello elastico perfettamente plastico rappresentato in fig. (b).

La resistenza di calcolo è data da f_{yk}/γ_f . Il coefficiente di sicurezza γ_f si assume pari a 1,15.



4 - TERRENO DI FONDAZIONE

Le proprietà meccaniche dei terreni sono state investigate mediante specifiche prove mirate alla misurazione della velocità delle onde di taglio negli strati del sottosuolo. In particolare, è stata calcolata una velocità di propagazione equivalente delle onde di taglio con la seguente relazione (eq. [3.2.1] D.M. 2018):

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

dove:

- h_i è lo spessore dell'i-simo strato;
- $V_{S,i}$ è la velocità delle onde di taglio nell'i-simo strato;
- N è il numero totale di strati investigati;
- H è la profondità del substrato con $V_s \geq 800$ m/s.

Le proprietà dei terreni sono, quindi, state ricondotte a quelle individuate nella seguente tabella, ponendo $H = 30$ m nella relazione precedente ed ottenendo il parametro $V_{S,30}$.

Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato (Tab. 3.2.II D.M. 2018)

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Le indagini effettuate, mirate alla valutazione della velocità delle onde di taglio ($V_{S,30}$), permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria **C [C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti]**.

Le costanti di sottofondo (alla Winkler) del terreno sono state corrette secondo la seguente espressione:

$$K = c \cdot K_1;$$

dove:

K_1 = costante di Winkler del terreno riferita alla piastra standard di lato $b = 30$ cm;

c = coefficiente di correzione, funzione del comportamento del terreno e della particolare geometria degli elementi di fondazione. Nel caso di "Riduzione Automatica" è dato dalle successive espressioni:

$$c = \left[\frac{(B+b)}{2 \cdot B} \right]^2 \quad \text{per terreni incoerenti}$$

(Rif. Evaluation of coefficients of subgrade reaction K. Terzaghi, 1955 p.315)

$$c = \left(\frac{L/B + 0,5}{1,5 \cdot L/B} \right) \cdot \frac{b}{B}$$

per terreni coerenti
(Rif. Evaluation of coefficients of subgrade reaction K. Terzaghi, 1955 p.315)

Essendo:

b = 0,30 m, dimensione della piastra standard;
L = lato maggiore della fondazione;
B = lato minore della fondazione.

Nel caso di stratigrafia la costante di sottofondo utilizzata nel calcolo delle **sollecitazioni** è quella del terreno a contatto con la fondazione, mentre nel calcolo dei **cedimenti** la costante di sottofondo utilizzata è calcolata come media pesata delle costanti di sottofondo presenti nel volume significativo della fondazione.

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei "Tabulati di calcolo", nella relativa sezione. Per ulteriori dettagli si rimanda alle relazioni geologica e geotecnica.

5 - ANALISI DEI CARICHI

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica.

Essa, infatti, è fondamentale ai fini della determinazione delle forze sismiche, in quanto incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del punto 3.1 del **D.M. 2018**. In particolare, è stato fatto utile riferimento alle Tabelle 3.1.I e 3.1.II del D.M. 2018, per i pesi propri dei materiali e per la quantificazione e classificazione dei sovraccarichi, rispettivamente.

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

Le analisi effettuate, corredate da dettagliate descrizioni, oltre che nei "Tabulati di calcolo" nella relativa sezione, sono di seguito riportate:

ANALISI CARICHI

									Analisi carichi	
N _{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio Descrizione	PP	Permanente NON Strutturale Descrizione	PNS	Sovraccarico Accidentale Descrizione	SA	Carico Neve
										[N/m ²]
001	S	Soletta Abitaz.	Abitazioni	<i>*vedi le relative tabelle dei carichi</i>	-	Manto di copertura, impermeabilizzazione e intonaco inferiore	1.360	Coperture accessibili per sola manutenzione (Cat. H – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	500	1.721
002	S	Platea	Autorimessa ≤ 30kN	<i>*vedi le relative tabelle dei carichi</i>	-	Sottofondo e pavimento di tipo industriale in calcestruzzo	2.000	Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN) (Cat. F – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	2.500	0

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo dell'analisi di carico.

T. C. Identificativo del tipo di carico: [S] = Superficiale - [L] = Lineare - [C] = Concentrato.

PP, PNS, SA Valori, rispettivamente, del Peso Proprio, del Sovraccarico Permanente NON strutturale, del Sovraccarico Accidentale. Secondo il tipo di carico indicato nella colonna "T.C." ("S" - "L" - "C"), i valori riportati nelle colonne "PP", "PNS" e "SA", sono espressi in [N/m²] per carichi Superficiali, [N/m] per carichi Lineari, [N] per carichi Concentrati.

6 - VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al §3.2 del D.M. 2018 "Norme tecniche per le Costruzioni".

In particolare il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica.

- Individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base a_g , F_0 e T_c^* per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio.
- Determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.
- Calcolo del periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerate.

Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito rispetto al Datum **ED50**:

Latitudine	Longitudine	Altitudine
[°]	[°]	[m]
41.413621	15.017803	595

6.1 Verifiche di regolarità

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di comportamento adottato, deve essere effettuato il controllo della regolarità della struttura. tabella seguente riepiloga, per la struttura in esame, le condizioni di regolarità in pianta ed in altezza soddisfatte.

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN PIANTA	
La distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento	SI
Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4	SI
Ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione	SI
REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA	
Tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio	SI
Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base	SI
Il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti	SI
Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento	SI

La rigidezza è calcolata come rapporto fra il taglio complessivamente agente al piano e δ , spostamento relativo di piano (il taglio di piano è la sommatoria delle azioni orizzontali agenti al di sopra del piano considerato). I valori calcolati ed utilizzati per le verifiche sono riportati nei "*Tabulati di calcolo*" nella relativa sezione.

La struttura è pertanto:

in pianta	in altezza
REGOLARE	REGOLARE

6.2 Classe di duttilità

La classe di duttilità è rappresentativa della capacità dell'edificio di dissipare energia in campo anelastico per azioni cicliche ripetute. deformazioni anelastiche devono essere distribuite nel maggior numero di elementi duttili, in particolare le travi, salvaguardando in tal modo i pilastri e soprattutto i nodi travi pilastro che sono gli

elementi più fragili. D.M. 2018 definisce due tipi di comportamento strutturale:

- a) comportamento strutturale non-dissipativo;
- b) comportamento strutturale dissipativo.

Per strutture con comportamento strutturale dissipativo si distinguono due livelli di Capacità Dissipativa o Classi di Duttilità (CD).

- CD"A" (Alta);
- CD"B" (Bassa).

La differenza tra le due classi risiede nell'entità delle plasticizzazioni cui ci si riconduce in fase di progettazione; per ambedue le classi, onde assicurare alla struttura un comportamento dissipativo e duttile evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili imprevisi, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.

La struttura in esame è stata progettata in classe di duttilità **classe "BASSA"**.

6.3 Spettri di Progetto per S.L.U. e S.L.D.

L'edificio è stato progettato per una **Vita Nominale** pari a **50** e per **Classe d'Uso** pari a **3**.

In base alle indagini geognostiche effettuate si è classificato il **suolo** di fondazione di **categoria C**, cui corrispondono i seguenti valori per i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta orizzontale e verticale:

Stato Limite	a_g/g	F_0	T^*_c	C_c	T_B	T_c	Parametri di pericolosità sismica	
							T_D	S_s
			[s]		[s]	[s]	[s]	
SLO	0.0601	2.468	0.325	1.52	0.165	0.494	1.840	1.50
SLD	0.0769	2.459	0.350	1.48	0.173	0.520	1.907	1.50
SLV	0.1836	2.595	0.441	1.38	0.202	0.606	2.335	1.41
SLC	0.2360	2.607	0.454	1.36	0.206	0.619	2.544	1.33

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre all'accelerazione (a_g) al suolo (dipendente dalla classificazione sismica del Comune) occorre determinare il Fattore di Comportamento (q).

Il Fattore di comportamento q è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttilità e dalla regolarità in altezza.

Si è inoltre assunto il **Coefficiente di Amplificazione Topografica** (S_T) pari a **1.00**.

Tali succitate caratteristiche sono riportate negli allegati "*Tabulati di calcolo*" al punto "DATI GENERALI ANALISI SISMICA".

Per la struttura in esame sono stati determinati i seguenti valori:

Stato Limite di Danno

Fattore di Comportamento (q_x) per sisma orizzontale in direzione X: **1.00;**
 Fattore di Comportamento (q_y) per sisma orizzontale in direzione Y: **1.00;**
 Fattore di Comportamento (q_z) per sisma verticale: **1.00** (se richiesto).

Stato Limite di salvaguardia della Vita

Fattore di Comportamento (q_x) per sisma orizzontale in direzione X: **1.500;**
 Fattore di Comportamento (q_y) per sisma orizzontale in direzione Y: **1.500;**
 Fattore di Comportamento (q_z) per sisma verticale: **1.50** (se richiesto).

Di seguito si esplicita il calcolo del fattore di comportamento utilizzato per il sisma orizzontale:

	Dir. X	Dir. Y
Tipologia	A pareti, miste equivalenti a pareti	A pareti, miste equivalenti a pareti

RELAZIONE GENERALE E DI CALCOLO DELL'ASCENSORE
"Lavori di completamento ed ampliamento dell'edificio scolastico Ianziti"

(§7.4.3.2 D.M. 2018)		
Tipologia strutturale	con pareti non accoppiate	con pareti non accoppiate
α_u/α_1	1	1
k_w	0.50	0.50
q_0	1.500	1.500
k_R	1.00	

Il fattore di comportamento è calcolato secondo la relazione (7.3.1) del §7.3.1 del D.M. 2018:

$$q = q_0 \cdot k_R;$$

dove:

k_w è il coefficiente che riflette la modalità di collasso prevalente in sistemi strutturali con pareti.

q_0 è il valore massimo del fattore di comportamento che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione. **NOTA:** il valore proposto di q_0 è già ridotto dell'eventuale coefficiente k_w ;

k_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

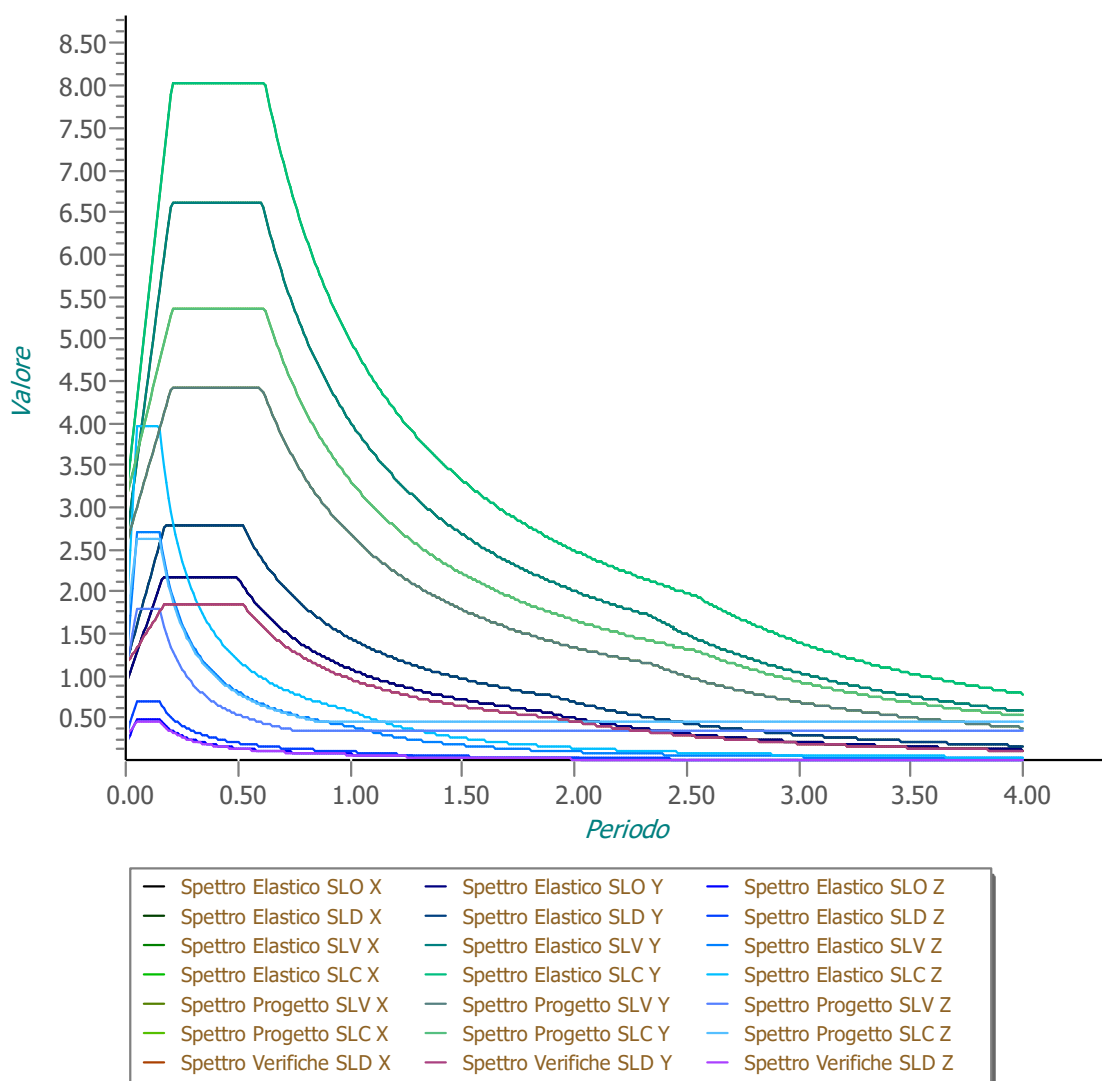
N.B: Per le costruzioni **regolari in pianta**, qualora non si proceda ad un'analisi non lineare finalizzata alla valutazione del rapporto α_u/α_1 , per esso possono essere adottati i valori indicati nel §7.4.3.2 del D.M. 2018 per le diverse tipologie costruttive. Per le costruzioni **non regolari in pianta**, si possono adottare valori di α_u/α_1 pari alla media tra 1,0 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2 D.M. 2018)(cfr. Tabella 7.3.II D.M. 2018)

Tipologia strutturale	q_0	
	CD"A"	CD"B"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. §7.4.3.1)	4,5 α_u/α_1	3,0 α_u/α_1
Strutture a pareti non accoppiate (v. §7.4.3.1)	4,0 α_u/α_1	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. §7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. §7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. §7.4.3.1)	3,5	2,5

Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura.

Grafico degli Spettri di Risposta



6.4 Metodo di Analisi

Il calcolo delle azioni sismiche è stato eseguito in analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare.

Il numero di **modi di vibrazione** considerato (**15**) ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura:

Stato Limite	Direzione Sisma	%
salvaguardia della vita	X	100.0
salvaguardia della vita	Y	100.0
salvaguardia della vita	Z	100.0

Per valutare la risposta massima complessiva di una generica caratteristica E, conseguente alla sovrapposizione dei modi, si è utilizzata una tecnica di combinazione probabilistica definita CQC (*Complete Quadratic Combination - Combinazione Quadratica Completa*):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j} \quad \rho_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij})^2} \quad \beta_{ij} = \frac{T_j}{T_i}$$

dove:

- n è il numero di modi di vibrazione considerati;
- ξ è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente espresso in percentuale;
- β_{ij} è il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia i-j di modi di vibrazione.

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche. Il calcolo è stato effettuato mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito.

Il calcolo degli effetti dell'azione sismica è stato eseguito con riferimento alla struttura spaziale, tenendo cioè conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione escludendo i tamponamenti. Non ci sono approssimazioni su tetti inclinati, piani sfalsati o scale, solette, pareti irrigidenti e nuclei.

Si è tenuto conto delle deformabilità taglienti e flessionali degli elementi monodimensionali; muri, pareti, setti, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento a guscio (sia a piastra che a lastra).

Sono stati considerati sei gradi di libertà per nodo; in ogni nodo della struttura sono state applicate le forze sismiche derivanti dalle masse circostanti.

Le sollecitazioni derivanti da tali forze sono state poi combinate con quelle derivanti dagli altri carichi come prima specificato.

6.5 Valutazione degli spostamenti

Gli spostamenti d_E della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV sono stati ottenuti moltiplicando per il fattore μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

dove

$$\begin{aligned} \mu_d &= q & \text{se } T_1 \geq T_C; \\ \mu_d &= 1 + (q-1) \cdot T_C / T_1 & \text{se } T_1 < T_C. \end{aligned}$$

In ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$.

6.6 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Le azioni orizzontali dovute al sisma sulla struttura vengono convenzionalmente determinate come agenti separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate. In generale, però, le componenti orizzontali del sisma devono essere considerate come agenti simultaneamente. A tale scopo, la combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY}$$

$$E_{EdY} \pm 0,30E_{EdX}$$

dove:

E_{EdX} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale X scelto della struttura;

E_{EdY} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale Y scelto della struttura.

L'azione sismica verticale deve essere considerata in presenza di: elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi pressoché orizzontali precompressi, elementi a sbalzo pressoché orizzontali con luce maggiore di 5 m, travi che sostengono colonne, strutture isolate.

La combinazione della componente verticale del sisma, qualora portata in conto, con quelle orizzontali è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali e verticali del sisma sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY} \pm 0,30E_{EdZ}$$

$$E_{EdY} \pm 0,30E_{EdX} \pm 0,30E_{EdZ}$$

$$E_{EdZ} \pm 0,30E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY}$$

dove:

E_{EdX} e E_{EdY} sono gli effetti dell'azione sismica nelle direzioni orizzontali prima definite;

E_{EdZ} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione della componente verticale dell'azione sismica di

progetto.

6.7 Eccentricità accidentali

Per valutare le eccentricità accidentali, previste in aggiunta all'eccentricità effettiva sono state considerate condizioni di carico aggiuntive ottenute applicando l'azione sismica nelle posizioni del centro di massa di ogni piano ottenute traslando gli stessi, in ogni direzione considerata, di una distanza pari a +/- 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica. Si noti che la distanza precedente, nel caso di distribuzione degli elementi non strutturali fortemente irregolare in pianta, viene raddoppiata ai sensi del § 7.2.3 del D.M. 2018.

7 - AZIONI SULLA STRUTTURA

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 2018. I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette, platee, ecc.).

I carichi dovuti ai tamponamenti, sia sulle travi di fondazione che su quelle di piano, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste.

Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite (variabili con legge lineare ed agenti lungo tutta l'asta o su tratti limitati di essa).

Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

7.1 Stato Limite di Salvaguardia della Vita

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots \quad (1)$$

dove:

- | | |
|--------------------------------|--|
| G_1 | rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo); |
| G_2 | rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali; |
| P | rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione; |
| Q | azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo: <ul style="list-style-type: none">- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura; |
| Q_{ki} | rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile; |
| $\gamma_g, \gamma_q, \gamma_p$ | coefficienti parziali come definiti nella Tab. 2.6.I del D.M. 2018; |
| ψ_{0i} | sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici. |

Le **82 combinazioni** risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base (Q_{K1} nella formula precedente).

I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati "*Tabulati di calcolo*".

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

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

dove:

- E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;
 G₁ rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
 G₂ rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
 P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
 ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i;
 Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i.

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

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella seguente tabella:

Categoria/Azione	ψ _{2i}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,3
Categoria B - Uffici	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,6
Categoria E - Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0,8
Categoria F - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,6
Categoria G - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,3
Categoria H - Coperture	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	*
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)	*
Vento	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,2
Variazioni termiche	0,0
* "Da valutarsi caso per caso"	

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al §2.6.1 del D.M. 2018, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 definiti nella Tab. 6.2.I del D.M. 2018.

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella Tab. 6.2.II del D.M. 2018.

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della Tab. 6.4.I del D.M. 2018 per le fondazioni superficiali. Per le fondazioni su pali, i valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della Tab. 6.4.II del D.M. 2018.

Si è quindi provveduto a progettare le armature di ogni elemento strutturale per ciascuno dei valori ottenuti secondo le modalità precedentemente illustrate. Nella sezione relativa alle verifiche dei "*Tabulati di calcolo*" in allegato sono riportati, per brevità, i valori della sollecitazione relativi alla combinazione cui corrisponde il minimo valore del coefficiente di sicurezza.

7.2 Stato Limite di Danno

L'azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo Stato Limite di Danno, è stata combinata con le altre azioni mediante una relazione del tutto analoga alla precedente:

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

dove:

- E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;
 G₁ rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
 G₂ rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
 P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
 ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i;

Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i .

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

$$G_k + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}).$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella tabella di cui allo SLV.

7.3 Stati Limite di Esercizio

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state semiprogettate le aste in c.a. sono state ricavate applicando le formule riportate nel D.M. 2018 al §2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

rara	frequente	quasi permanente
$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

dove:

G_{kj} : valore caratteristico della j-esima azione permanente;

P_{kh} : valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;

Q_{k1} : valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;

Q_{ki} : valore caratteristico della i-esima azione variabile;

ψ_{0i} : coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;

ψ_{1i} : coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;

ψ_{2i} : coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti ψ_{0i} , ψ_{1i} , ψ_{2i} sono attribuiti i seguenti valori:

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

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico accidentale è stata considerata sollecitazione di base [Q_{k1} nella formula (1)], con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento (trave, pilastro, etc...) sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione).

Negli allegati "*Tabulati Di Calcolo*" sono riportanti i coefficienti relativi alle combinazioni di calcolo generate relativamente alle combinazioni di azioni "**Quasi Permanente**" (1), "**Frequente**" (4) e "**Rara**" (4).

Nelle sezioni relative alle verifiche allo SLE dei citati tabulati, inoltre, sono riportati i valori delle sollecitazioni relativi alle combinazioni che hanno originato i risultati più gravosi.

7.4 Azione della Neve

Il carico da neve è stato calcolato seguendo le prescrizioni del §3.4 del D.M. 2018 e le integrazioni della Circolare 02-02-2009 n. 617. Il carico da neve, calcolato come di seguito riportato, è stato combinato con le altre azioni variabili definite al §2.5.3, ed utilizzando i coefficienti di combinazione della Tabella 2.5.I del D.M. 2018. Il carico da neve superficiale da applicare sulle coperture è stato stimato utilizzando la relazione [cfr. §3.4.1 D.M. 2018]:

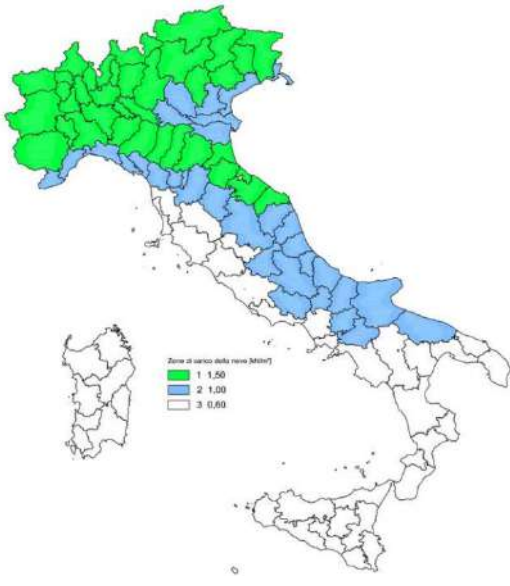
$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, in $[kN/m^2]$. Tale valore è calcolato in base alla posizione ed all'altitudine (a_s) secondo quanto indicato alla seguente tabella;

Valori di riferimento del carico della neve al suolo, q_{sk} (cfr. §3.4.2 D.M. 2018)

Zona	$a_s \leq 200$ m	$a_s > 200$ m
I - Alpina	$q_{sk} = 1,50$ kN/m ²	$q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2]$ kN/m ²
I - Mediterranea	$q_{sk} = 1,50$ kN/m ²	$q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2]$ kN/m ²
II	$q_{sk} = 1,00$ kN/m ²	$q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2]$ kN/m ²
III	$q_{sk} = 0,60$ kN/m ²	$q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2]$ kN/m ²



Mappa delle zone di carico della neve
[cfr. Fig. 3.4.1 D.M. 2018].

Zone di carico della neve

I - Alpina: Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza

I - Mediterranea: Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese

II: Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona

III: Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo

- μ_i è il coefficiente di forma della copertura, funzione dell'inclinazione della falda (α) e della sua morfologia (vedi tabelle seguenti);

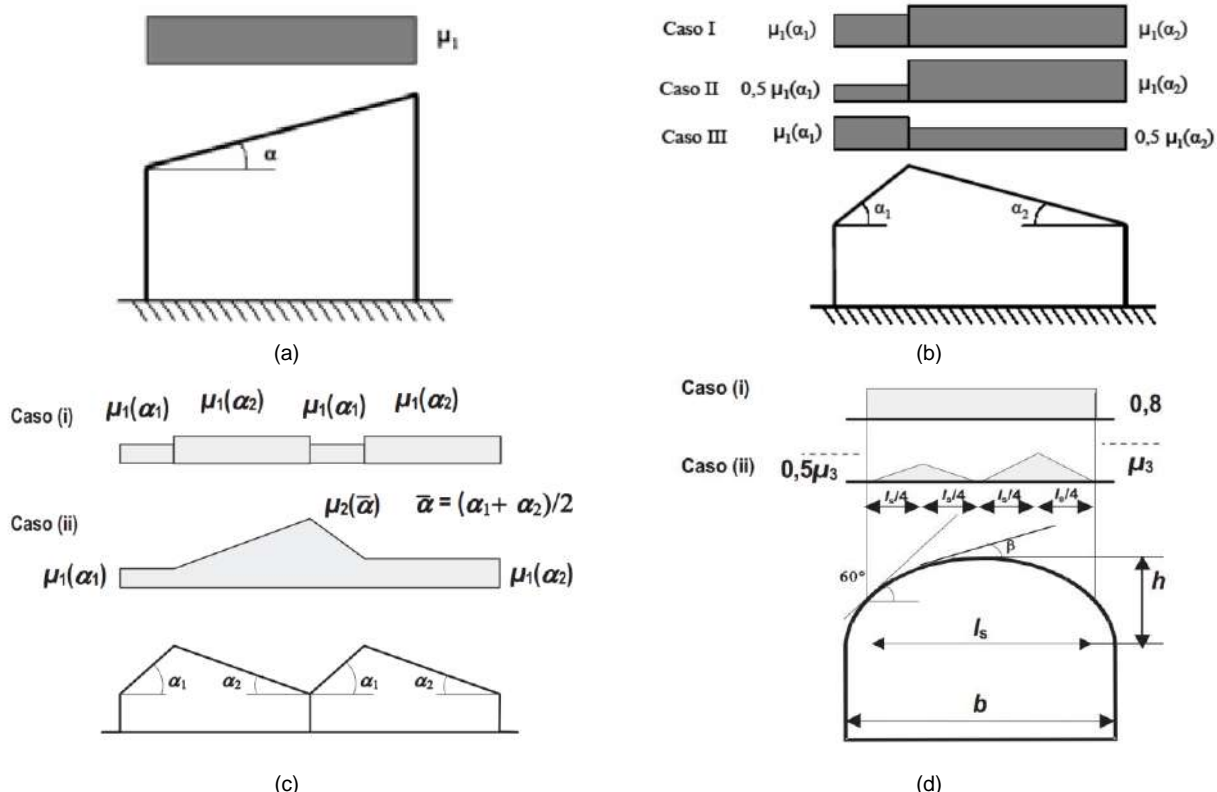
Valori dei coefficienti di forma per falde piane (cfr. Tab. 3.4.II D.M. 2018 e Tab. C3.4.I Circolare 02-02-2009 n. 617)

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot (60 - \alpha) / 30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \cdot \alpha / 30$	1,6	-

Valori dei coefficienti di forma per coperture cilindriche (cfr. §C3.4.5.6 Circolare 02-02-2009 n. 617)

Angolo di tangenza delle coperture cilindriche, β	Coefficiente di forma, μ_3
per $\beta > 60^\circ$	$\mu_3 = 0$
per $\beta \leq 60^\circ$	$\mu_3 = 0,2 + 10 h / b \leq 2,0$

I coefficienti di forma definiti nelle tabelle precedenti sono stati utilizzati per la scelta delle combinazioni di carico da neve indicate nelle seguenti figure.



Coefficienti di forma e relative combinazioni di carico per la neve: (a) coperture ad una falda [cfr. 3.4.5.2 D.M. 2018], (b) coperture a due falde [cfr. 3.4.5.3 D.M. 2018], (c) coperture a più falde [cfr. C3.4.5.4 Circolare 02-02-2009 n. 617], (d) coperture cilindriche [cfr. C3.4.5.5 Circolare 02-02-2009 n. 617].

- C_E è il coefficiente di esposizione, funzione della topografia del sito (si veda la seguente tabella);

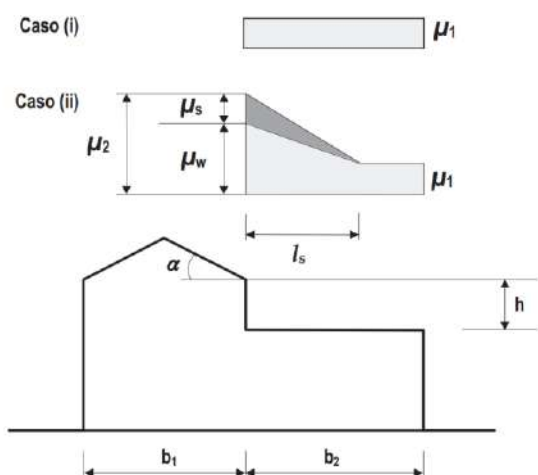
Valori di C_E per diverse classi di esposizione (cfr. Tab. 3.4.I D.M. 2018)

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

- C_t è il coefficiente termico, cautelativamente posto pari ad 1 (cfr. §3.4.4 D.M. 2018).

7.4.1 Coperture adiacenti ed effetti locali

Nel caso di coperture adiacenti, si è proceduto alla stima di un carico da neve aggiuntivo dovuto a fenomeni di accumulo (cfr. §3.4.5.6 Circolare 02-02-2009 n. 617).



Coefficienti di forma per coperture adiacenti

$$\mu_1 = 0,8$$

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$$

$$\mu_s = 0 \text{ per } \alpha \leq 15^\circ$$

$$\mu_s = 0,5 \mu_{sup} \text{ per } \alpha > 15^\circ$$

dove:

μ_{sup} è il coefficiente valutato sulla copertura superiore

$$\mu_w = (b_1 + b_2) / 2 h \leq \gamma h / q_{sk}$$

$\gamma = 2 \text{ kN/m}^3$ è il peso specifico della neve $s = 2 \text{ h}$

Inoltre, deve risultare comunque:

$$0,8 \leq \mu_w \leq 4,0$$

$$m \leq l_s \leq 15 \text{ m}$$

Ulteriori carichi aggiuntivi dovuti a neve sono stati considerati nelle seguenti casistiche:

- accumuli in corrispondenza di sporgenze (cfr. §C3.4.5.7.1 Circolare 02-02-2009 n. 617);
- accumuli di neve aggettante dai bordi sporgenti delle coperture (cfr. §C3.4.5.7.2 Circolare 02-02-2009 n. 617);
- accumuli in corrispondenza di barriere paraneve o altri ostacoli (cfr. §C3.4.5.7.3 Circolare 02-02-2009 n. 617).

8 - CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

8.1 Sintesi delle funzionalità generali

Il pacchetto consente di modellare la struttura, di effettuare il dimensionamento e le verifiche di tutti gli elementi strutturali e di generare gli elaborati grafici esecutivi.

È una procedura integrata dotata di tutte le funzionalità necessarie per consentire il calcolo completo di una struttura mediante il metodo degli elementi finiti (FEM); la modellazione della struttura è realizzata tramite elementi Beam (travi e pilastri) e Shell (platee, pareti, solette, setti, travi-parete).

L'input della struttura avviene per oggetti (travi, pilastri, solai, solette, pareti, etc.) in un ambiente grafico integrato; il modello di calcolo agli elementi finiti, che può essere visualizzato in qualsiasi momento in una apposita finestra, viene generato dinamicamente dal software.

Apposite funzioni consentono la creazione e la manutenzione di archivi Sezioni, Materiali e Carichi; tali archivi sono generali, nel senso che sono creati una tantum e sono pronti per ogni calcolo, potendoli comunque integrare/modificare in ogni momento.

L'utente non può modificare il codice ma soltanto eseguire delle scelte come:

- definire i vincoli di estremità per ciascuna asta (vincoli interni) e gli eventuali vincoli nei nodi (vincoli esterni);
- modificare i parametri necessari alla definizione dell'azione sismica;
- definire condizioni di carico;
- definire gli impalcati come rigidi o meno.

Il programma è dotato di un manuale tecnico ed operativo. L'assistenza è effettuata direttamente dalla casa produttrice, mediante linea telefonica o e-mail.

Il calcolo si basa sul solutore agli elementi finiti **MICROSAP** prodotto dalla società **TESYS srl**. La scelta di tale codice è motivata dall'elevata affidabilità dimostrata e dall'ampia documentazione a disposizione, dalla quale risulta la sostanziale uniformità dei risultati ottenuti su strutture standard con i risultati internazionalmente accettati ed utilizzati come riferimento.

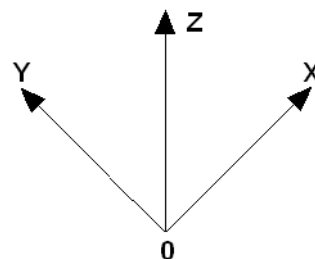
Tutti i risultati del calcolo sono forniti, oltre che in formato numerico, anche in formato grafico permettendo così di evidenziare agevolmente eventuali incongruenze.

Il programma consente la stampa di tutti i dati di input, dei dati del modello strutturale utilizzato, dei risultati del calcolo e delle verifiche dei diagrammi delle sollecitazioni e delle deformate.

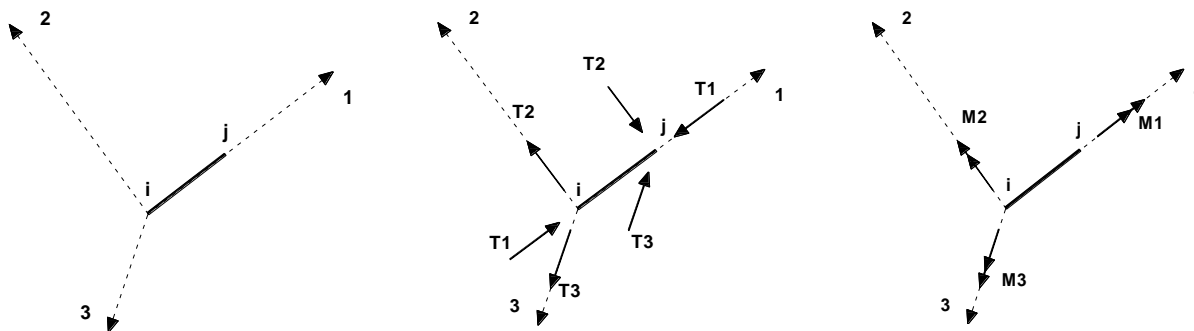
8.2 Sistemi di Riferimento

8.2.1 Riferimento globale

Il sistema di riferimento globale, rispetto al quale va riferita l'intera struttura, è costituito da una terna di assi cartesiani sinistrorsa O, X, Y, Z (X, Y, e Z sono disposti e orientati rispettivamente secondo il pollice, l'indice ed il medio della mano destra, una volta posizionati questi ultimi a 90° tra loro).



8.2.2 Riferimento locale per travi



L'elemento Trave è un classico elemento strutturale in grado di ricevere Carichi distribuiti e Carichi Nodali applicati ai due nodi di estremità; per effetto di tali carichi nascono, negli estremi, sollecitazioni di taglio, sforzo normale, momenti flettenti e torcenti.

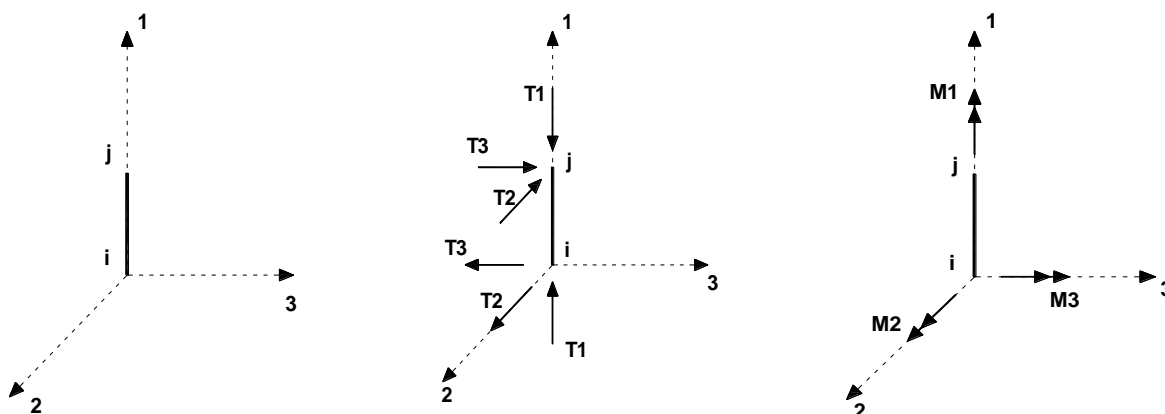
Definiti i e j (nodi iniziale e finale della Trave) viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j;
- assi 2 e 3 appartenenti alla sezione dell'elemento e coincidenti con gli assi principali d'inerzia della sezione stessa.

Le sollecitazioni verranno fornite in riferimento a tale sistema di riferimento:

1. Sollecitazione di Trazione o Compressione T_1 (agente nella direzione i-j);
2. Sollecitazioni taglienti T_2 e T_3 , agenti nei due piani 1-2 e 1-3, rispettivamente secondo l'asse 2 e l'asse 3;
3. Sollecitazioni che inducono flessione nei piani 1-3 e 1-2 (M_2 e M_3);
4. Sollecitazione torcente M_1 .

8.2.3 Riferimento locale per pilastri



Definiti i e j come i due nodi iniziale e finale del pilastro, viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j;
- asse 2 perpendicolare all' asse 1, parallelo e discorde all'asse globale Y;
- asse 3 che completa la terna destrorsa, parallelo e concorde all'asse globale X.

Tale sistema di riferimento è valido per Pilastri con angolo di rotazione pari a '0' gradi; una rotazione del pilastro nel piano XY ha l'effetto di ruotare anche tale sistema (ad es. una rotazione di '90' gradi porterebbe l'asse 2 a essere parallelo e concorde all'asse X, mentre l'asse 3 sarebbe parallelo e concorde all'asse globale Y). La rotazione non ha alcun effetto sull'asse 1 che coinciderà sempre e comunque con l'asse globale Z.

Per quanto riguarda le sollecitazioni si ha:

- una forza di trazione o compressione T_1 , agente lungo l'asse locale 1;
- due forze taglienti T_2 e T_3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;

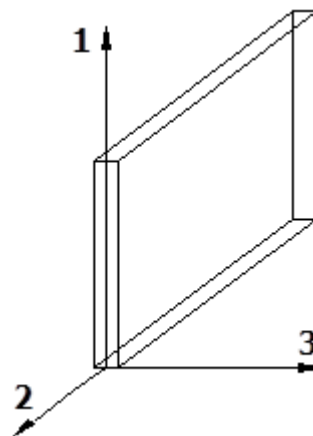
- due vettori momento (flettente) M_2 e M_3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- un vettore momento (torcente) M_1 agente lungo l'asse locale nel piano 1.

8.2.4 Riferimento locale per pareti

Una parete è costituita da una sequenza di setti; ciascun setto è caratterizzato da un sistema di riferimento locale 1-2-3 così individuato:

- asse 1, coincidente con l'asse globale Z;
- asse 2, parallelo e discorde alla linea d'asse della traccia del setto in pianta;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.

Su ciascun setto l'utente ha la possibilità di applicare uno o più carichi uniformemente distribuiti comunque orientati nello spazio; le componenti di tali carichi possono essere fornite, a discrezione dell'utente, rispetto al riferimento globale X,Y,Z oppure rispetto al riferimento locale 1,2,3 appena definito.



Si rende necessario, a questo punto, meglio precisare le modalità con cui EdiLus restituisce i risultati di calcolo. Nel modello di calcolo agli elementi finiti ciascun setto è discretizzato in una serie di elementi tipo "shell" interconnessi; il solutore agli elementi finiti integrato nel programma EdiLus, definisce un riferimento locale per ciascun elemento shell e restituisce i valori delle tensioni esclusivamente rispetto a tali riferimenti.

Il software EdiLus provvede ad omogeneizzare tutti i valori riferendoli alla terna 1-2-3. Tale operazione consente, in fase di input, di ridurre al minimo gli errori dovuti alla complessità d'immissione dei dati stessi ed allo stesso tempo di restituire all'utente dei risultati facilmente interpretabili.

Tutti i dati cioè, sia in fase di input che in fase di output, sono organizzati secondo un criterio razionale vicino al modo di operare del tecnico e svincolato dal procedimento seguito dall'elaboratore elettronico.

In tal modo ad esempio, il significato dei valori delle tensioni può essere compreso con immediatezza non solo dal progettista che ha operato con il programma ma anche da un tecnico terzo non coinvolto nell'elaborazione; entrambi, così, potranno controllare con facilità dal tabulato di calcolo, la congruità dei valori riportati.

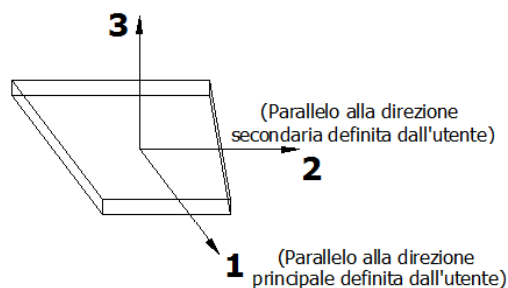
Un'ultima notazione deve essere riservata alla modalità con cui il programma fornisce le armature delle pareti, con riferimento alla faccia anteriore e posteriore.

La faccia anteriore è quella di normale uscente concorde all'asse 3 come prima definito o, identicamente, quella posta alla destra dell'osservatore che percorresse il bordo superiore della parete concordemente al verso di tracciamento.

8.2.5 Riferimento locale per solette e platee

Ciascuna soletta e platea è caratterizzata da un sistema di riferimento locale 1,2,3 così definito:

- asse 1, coincidente con la direzione principale di armatura;
- asse 2, coincidente con la direzione secondaria di armatura;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.



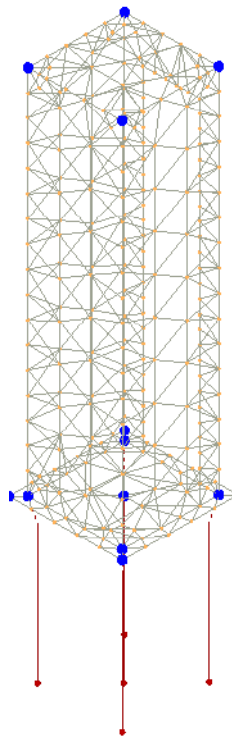
8.3 Modello di Calcolo

Il modello della struttura viene creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche.

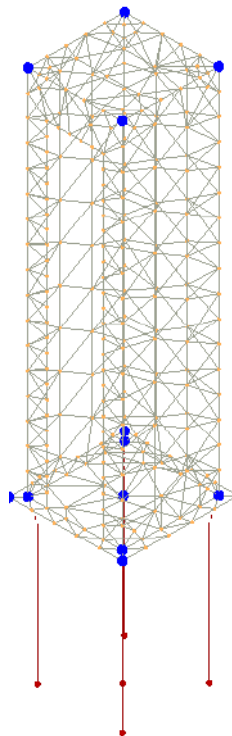
Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento nei "Tabulati di calcolo".

Qui di seguito è fornita una rappresentazione grafica dettagliata della discretizzazione operata con evidenziazione dei nodi e degli elementi.

Vista Anteriore



Vista Posteriore



Dalle illustrazioni precedenti si evince come le aste, sia travi che pilastri, siano schematizzate con un tratto flessibile centrale e da due tratti (braccetti) rigidi alle estremità. I nodi vengono posizionati sull'asse verticale dei pilastri, in corrispondenza dell'estradosso della trave più alta che in esso si collega. Tramite i braccetti i tratti flessibili sono quindi collegati ad esso.

In questa maniera il nodo risulta perfettamente aderente alla realtà poiché vengono presi in conto tutti gli eventuali disassamenti degli elementi con gli effetti che si possono determinare, quali momenti flettenti/torcenti aggiuntivi.

Le sollecitazioni vengono determinate, com'è corretto, solo per il tratto flessibile. Sui tratti rigidi, infatti, essendo (teoricamente) nulle le deformazioni le sollecitazioni risultano indeterminate.

Questa schematizzazione dei nodi viene automaticamente realizzata dal programma anche quando il nodo sia determinato dall'incontro di più travi senza il pilastro, o all'attacco di travi/pilastri con elementi shell.

Il vincolo offerto dai pali è del tipo incastro cedevole con rigidità traslazionali in direzione X,Y,Z e rotazionali in X ed Y. In direzione Z la rigidità rotazionale è trascurata. Il calcolo di tali rigidità è effettuato in Z con un metodo geotecnico che tiene conto dello spessore deformabile, mentre le altre sono ricavate da relazioni riportate in EC8 parte 5 app. C.

9 - PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

La verifica degli elementi allo SLU avviene col seguente procedimento:

- si costruiscono le combinazioni non sismiche in base al D.M. 2018, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'azione del sisma secondo quanto indicato nel §2.5.3, relazione (2.5.5) del D.M. 2018;
- per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo con cui progettare o verificare l'elemento considerato; per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni e solo a seguito di ciò si individua quella che ha originato il minimo coefficiente di sicurezza.

9.1 Verifiche di Resistenza

9.1.1 Elementi in C.A.

Illustriamo, in dettaglio, il procedimento seguito in presenza di pressoflessione deviata (pilastri e trave di sezione generica):

- per tutte le terne M_x , M_y , N , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base alla formula 4.1.19 del D.M. 2018, effettuando due verifiche a pressoflessione retta con la seguente formula:

$$\left(\frac{M_{Ex}}{M_{Rx}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{Ey}}{M_{Ry}} \right)^\alpha \leq 1$$

dove:

M_{Ex} , M_{Ey} sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi di flessione X ed Y del sistema di riferimento locale;

M_{Rx} , M_{Ry} sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti allo sforzo assiale N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi di flessione.

L'esponente α può dedursi in funzione della geometria della sezione, della percentuale meccanica dell'armatura e della sollecitazione di sforzo normale agente.

- se per almeno una di queste terne la relazione 4.1.19 non è rispettata, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando la suddetta relazione è rispettata per tutte le terne considerate.

Sempre quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo in dettaglio il procedimento seguito per le travi verificate/semiprogettate a pressoflessione retta:

- per tutte le coppie M_x , N , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base all'armatura adottata;
- se per almeno una di queste coppie esso è inferiore all'unità, si incrementa l'armatura variando il diametro

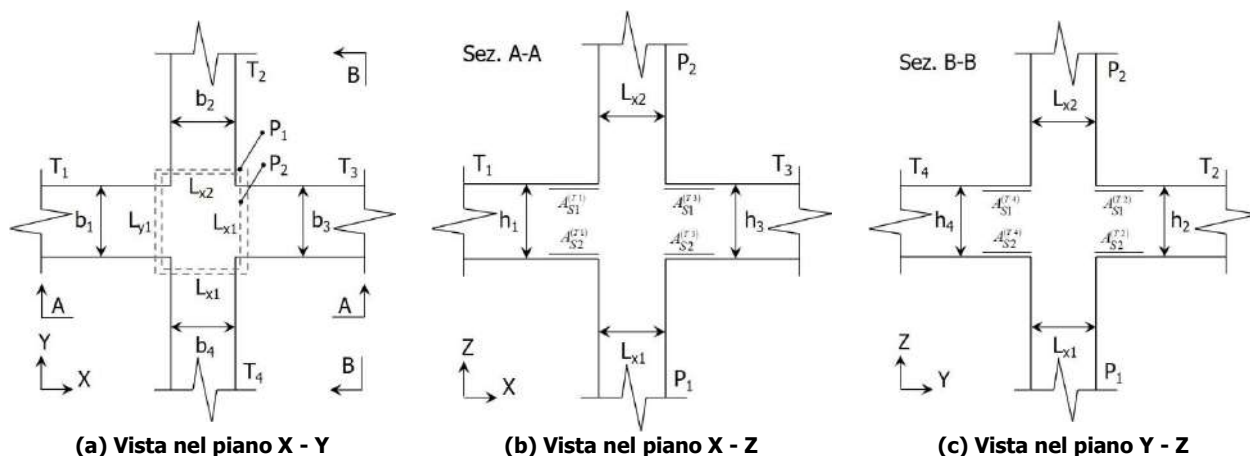
delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando il coefficiente di sicurezza risulta maggiore o al più uguale all'unità per tutte le coppie considerate.

Nei "*Tabulati di calcolo*", per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riporta la terna M_x , M_y , N , o la coppia M_x , N che ha dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

Una volta semiprogettate le armature allo SLU, si procede alla verifica delle sezioni allo Stato Limite di Esercizio con le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti; se necessario, le armature vengono integrate per far rientrare le tensioni entro i massimi valori previsti. Si procede alle verifiche alla deformazione, quando richiesto, ed alla fessurazione che, come è noto, sono tese ad assicurare la durabilità dell'opera nel tempo.

9.1.1.1 Verifica di confinamento dei nodi

La progettazione dei nodi delle strutture in c.a. viene condotta secondo le prescrizioni del § 7.4.4.3 del D.M. 2018. Si consideri, in generale, lo schema di nodo rappresentato nella figura seguente in cui $n_t = 4$ e $n_p = 2$ sono, rispettivamente, il numero di travi e pilastri concorrenti nel nodo.



In base alle dimensioni geometriche delle membrature (travi e pilastri) concorrenti nel nodo è possibile classificare i nodi in:

- **Interamente Confinati [IC]**, se $n_t = 4$ e:

$$\begin{aligned} \min \{b_1, b_3\} &\geq \frac{3}{4} \max \{L_{y1}, L_{y2}\} & \min \{h_1, h_3\} &\geq \frac{3}{4} \max \{h_1, h_3\} \\ \min \{b_2, b_4\} &\geq \frac{3}{4} \max \{L_{x1}, L_{x2}\} & \min \{h_2, h_4\} &\geq \frac{3}{4} \max \{h_2, h_4\} \end{aligned}$$

- **Non Interamente Confinati [NIC]**, se non tutte le precedenti condizioni sono rispettate.

In base all'ubicazione del nodo nella struttura è possibile distinguere tra:

- **Nodi Interni [NI]**: in cui, evidentemente, $n_t = 4$;
- **Nodi Esterni [NE]**, in cui $1 \leq n_t < 4$.

I nodi sono stati progettati considerando una sollecitazione tagliente pari a (cfr. [7.4.6-7] D.M. 2018):

$$\begin{aligned} V_{jbd}^{(T_i)} &= \gamma_{Rd} \left(A_{S1}^{(T_i)} + A_{S2}^{(T_i)} \right) f_{yd} - V_C^{(P_{2,i})} \quad i = 1, \dots, n_t \quad [NI] \\ V_{jbd}^{(T_i)} &= \gamma_{Rd} A_{S1}^{(T_i)} f_{yd} - V_C^{(P_{2,i})} \quad i = 1, \dots, n_t \quad [NE] \end{aligned}$$

dove:

$\gamma_{Rd} = 1,20$ in CD-A e $1,10$ in CD-B ed in caso di comportamento non dissipativo (cfr. Tab. 7.2.I e § 7.4.1 D.M. 2018);

f_{yd} è la tensione di progetto dell'acciaio delle armature delle travi;

$V_C^{(P_{2,i})}$ è il taglio in condizioni sismiche del pilastro superiore, lungo la direzione della trave considerata:

$$V_C^{(P_{2,i})} = V_C^{(P_{2,x})} \quad i = 1, 3$$

$$V_C^{(P_{2,i})} = V_C^{(P_{2,y})} \quad i = 2, 4$$

Le terne (A_{S1} , A_{S2} , V_C) sono state scelte in modo da considerare la situazione più sfavorevole. La verifica a taglio-compressione si esegue controllando che (cfr. [7.4.8] D.M. 2018):

$$V_{jbd}^{(T_i)} \leq V_{R,jbd}^{(T_i)} = \eta f_{cd} b_j^{(T_i)} h_{jc}^{(P_{1,i})} \sqrt{1 - \frac{V_d}{\eta}}$$

dove:

$$\eta = \alpha_j \left(1 - \frac{f_{ck} [MPa]}{250} \right);$$

$\alpha_j = 0,6$ per [NI] e $0,48$ per [NE];

b_j è la larghezza effettiva del nodo, pari a:

$$b_j^{(T_i)} = \min \{ b_{j1}^{(T_i)}, b_{j2}^{(T_i)} \} \quad i = 1, \dots, n_t$$

$$b_{j1}^{(T_i)} = \max \{ L_{x1}, L_{x2}, b_i \} \quad i = 1, 3$$

$$b_{j1}^{(T_i)} = \max \{ L_{y1}, L_{y2}, b_i \} \quad i = 2, 4$$

$$b_{j2}^{(T_i)} = \max \left\{ L_{x1} + \frac{L_{y1}}{2}, b_i + \frac{L_{y1}}{2} \right\} \quad i = 1, 3$$

$$b_{j2}^{(T_i)} = \max \left\{ L_{y1} + \frac{L_{x1}}{2}, b_i + \frac{L_{x1}}{2} \right\} \quad i = 2, 4$$

$h_{jc}^{(P_{1,i})}$ è la distanza tra le armature del pilastro:

$$h_{jc}^{(P_{1,i})} = L_{x1} - 2(c + \Phi_{st}) - \Phi_L \quad i = 1, 3$$

$$h_{jc}^{(P_{1,i})} = L_{y1} - 2(c + \Phi_{st}) - \Phi_L \quad i = 2, 4$$

c , Φ_{st} e Φ_L sono, rispettivamente, il ricoprimento, il diametro delle staffe nel pilastro, ed il diametro delle armature longitudinali del pilastro;

$v_d = \frac{N_{Ed}^{(P_2)}}{L_{x2} L_{y2} f_{cd}}$ è lo sforzo normale adimensionalizzato del pilastro superiore.

Le armature a taglio per il confinamento del nodo sono progettate adottando la meno stringente tra la relazione ([7.4.10] D.M. 2018):

$$\frac{A_{sh,i} f_{ywd}}{b_j^{(T_i)} h_{jw}^{(T_i)}} \geq \frac{\left[\frac{V_{jbd}^{(T_i)}}{b_j^{(T_i)} h_{jw}^{(T_i)}} \right]}{f_{ctd} + v_d f_{cd}} - f_{ctd} \quad i = 1, \dots, n_t$$

dove:

$A_{sh,i}$ è l'armatura totale a taglio nel nodo nella direzione in esame:

$$A_{sh,i} = n_{st,i} n_{br,x} \left(\frac{\pi \Phi_{st}^2}{4} \right) \quad i = 1, 3$$

$$A_{sh,i} = n_{st,i} n_{br,y} \left(\frac{\pi \Phi_{st}^2}{4} \right) \quad i = 2, 4$$

$n_{st,i}$ è il numero totale di staffe nel nodo, uniformemente ripartito lungo l'altezza della trave in esame;

$n_{br,x}$ e $n_{br,y}$ sono il numero di bracci delle staffe nel nodo, nella direzione in esame;

Φ_{st} è il diametro delle staffe nel nodo;

f_{ywd} è la tensione di progetto dell'acciaio delle staffe;

$$h_{jw}^{(T_i)} = h_i - 2(c + \Phi_{st}) - \Phi_L;$$

c , Φ_{st} e Φ_L sono, rispettivamente, il ricoprimento, il diametro delle staffe nella trave, ed il diametro delle armature longitudinali nella trave;

e le seguenti relazioni ([7.4.11-12] D.M. 2018):

$$A_{sh,i} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \left(A_{s1}^{(T_i)} + A_{s2}^{(T_i)} \right) f_{yd} \left(1 - 0,8 v_d^{[NI]} \right) \quad i = 1, \dots, n_t \quad [NI]$$

$$A_{sh,i} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} A_{s1}^{(T_i)} f_{yd} \left(1 - 0,8 v_d^{[NE]} \right) \quad i = 1, \dots, n_t \quad [NE]$$

dove:

$$v_d^{[NI]} = \frac{N_{Ed}^{(P_2)}}{L_{x2} L_{y2} f_{cd}} \quad \text{è lo sforzo normale adimensionalizzato del pilastro superiore};$$

$$v_d^{[NE]} = \frac{N_{Ed}^{(P_1)}}{L_{x1} L_{y1} f_{cd}} \quad \text{è lo sforzo normale adimensionalizzato del pilastro inferiore}.$$

Il passo delle staffe da disporre per tutta l'altezza del nodo (pari all'altezza maggiore delle travi in esso convergenti) è pari a:

$$p_{st} = \min_{i=1, \dots, n_t} \left\{ \frac{h_{jw}^{(T_i)}}{n_{st,i} + 1} \right\}$$

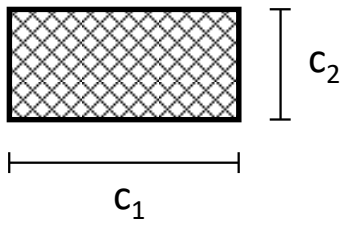
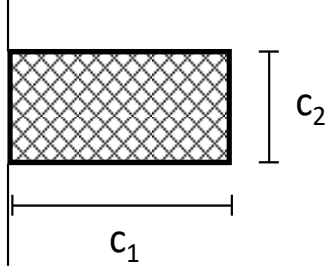
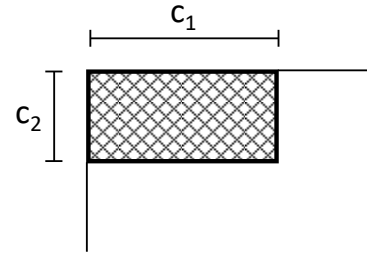
dove $n_{st} = \max_i n_{st,i}$ è il numero totale di staffe da disporre nel nodo.

9.1.1.2 Verifica di punzonamento dei nodi

I nodi in c.a. sono stati verificati a punzonamento ai sensi dei §§ 6.4 e 9.4.3 dell'Eurocodice 2 (UNI EN 1992-1-1:2015). La verifica è stata eseguita nel modo illustrato nel seguito.

STEP 1: verifica dell'idoneità geometrica

In primo luogo è stato verificato che l'elemento punzonante e quello punzonato siano dimensionati correttamente. Per effettuare questo controllo viene individuato un perimetro di verifica (detto u_0) pari al perimetro utile dell'elemento punzonante (es. perimetro del pilastro) in funzione della posizione (interna, di bordo o d'angolo). Nella figura che segue vengono illustrati alcuni casi tipici.

interno	di bordo	d'angolo
$u_0 = 2 (c_1 + c_2)$	$u_0 = c_2 + 3d \leq c_2 + 2 c_1$	$u_0 = 3d \leq c_1 + c_2$
		

Si noti che, nella tabella precedente, d rappresenta l'altezza utile dell'elemento punzonato, pari alla media delle altezze utili nelle due direzioni armate (d_y e d_z):

$$d = \frac{d_y + d_z}{2};$$

dove:

- $d_y = h - c - \frac{\Phi_y}{2}$ è l'altezza utile lungo y;
- $d_z = h - c - \frac{\Phi_z}{2}$ è l'altezza utile lungo z;
- c è il copriferro, ovvero il ricoprimento delle armature;
- Φ_y e Φ_z sono i diametri delle barre delle armature longitudinali della soletta nelle direzioni principale e secondaria. La verifica lungo il perimetro caricato consiste nel controllare che (eq. (6.53) UNI EN 1992-1-1:2015):

$$V_{Ed,0} = \beta \cdot V_{Ed} / (u_0 \cdot d) \leq V_{Rd,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd};$$

dove:

- β è un coefficiente che dipende dall'eccentricità (rapporto tra momento flettente e sforzo normale) del carico applicato all'elemento punzonante. In via semplificata, questo fattore può essere stimato in relazione alla posizione in pianta del pilastro (si veda la seguente Fig. 6.21N della UNI EN 1992-1-1:2015 e la relativa tabella);
- V_{Ed} è lo sforzo di punzonamento di progetto allo SLU;
- $v = 0,6 (1 - f_{ck}/250)$.

posizione elemento punzonante	β
interna	1,15
di bordo	1,4
d'angolo	1,5

STEP 2: Verifica lungo il perimetro critico in assenza di armature

La verifica di punzonamento si esegue normalmente in corrispondenza del perimetro critico (indicato con u_1) lungo il quale si assume che possa verificarsi, allo stato limite ultimo, la rottura a punzonamento. Il perimetro critico di pilastri in elevazione, ai sensi della UNI EN 1992-1-1:2015, è ad una distanza $2d$ dal perimetro convesso dell'elemento punzonante, eventualmente escludendo i limiti della soletta (per pilastri di bordo e d'angolo, cfr. Figg. 6.13 e 6.15 UNI EN 1992-1-1:2015):

pilastro Interno	pilastro di Bordo	pilastro d'Angolo
$u_1 = 2 \cdot (c_1 + c_2) + 4 \cdot \pi \cdot d$	$u_1 = c_2 + 2 \cdot c_1 + 2 \cdot \pi \cdot d$	$u_1 = c_1 + c_2 + \pi \cdot d$

Nel caso di elementi di fondazione, invece, il perimetro critico è da individuarsi in modo iterativo tra tutti quelli con il minore coefficiente di sicurezza, fino ad una distanza di $2d$ dal pilastro. Similmente a quanto avviene per gli elementi non armati a taglio con una specifica armatura trasversale (si pensi ai solai), è possibile assumere una resistenza intrinseca dell'elemento punzonato anche in assenza di armature (trattandosi di un meccanismo a taglio):

$$v_{Ed,1} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_1 d} \leq v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp})$$

dove:

- $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$;
- $k = \min \left[1 + \sqrt{\frac{200}{d [mm]}}; 2 \right]$;
- $\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0,02$;
- $\rho_{ly} = \frac{A_{sly}}{(c_1 + 6d)d}$ e $\rho_{lz} = \frac{A_{slz}}{(c_2 + 6d)d}$ sono le armature longitudinali nelle due direzioni che attraversano la dimensione colonna (c_1 o c_2) maggiorata di $3d$ su ciascun lato;
- $k_1 = 0,1$
- $\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cz}}{2}$ è la tensione normale media nelle direzioni y e z del piano della soletta (per esempio dovute alla precompressione);

$$\begin{aligned} - \quad \sigma_{cy} &= \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}} \quad \sigma_{cz} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}}; \\ - \quad v_{\min} &= 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} [MPa]. \end{aligned}$$

STEP 3: Progetto delle armature a punzonamento

Qualora non sia possibile, con il solo contributo del calcestruzzo, assorbire la totalità dello sforzo punzonante, vengono disposte delle armature a punzonamento di area totale, lungo il perimetro critico, pari ad A_{sw} . Siccome non è nota a priori la reale posizione della superficie critica di rottura a punzonamento, la norma prevede di "replicare" queste armature in modo concentrico rispettando i limiti dimensionali indicati nel prosieguo. Vengono, quindi, disposte un certo numero di "file", tutte di area totale A_{sw} e concentriche al pilastro e via via più distanti da questo. L'armatura totale a punzonamento di una fila (A_{sw}) deve essere scelta in modo tale che sia soddisfatta la seguente verifica:

$$V_{Ed,1} \leq V_{Rd,cs} = 0,75 \cdot V_{Rd,c} + 1,5 \cdot (d/s_r) A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \sin \alpha / (u_1 \cdot d);$$

dove:

- s_r è l'interasse radiale dell'armatura a punzonamento (ovvero la distanza tra due file di armature concentriche);
- $f_{ywd,ef}$ è la tensione di snervamento di progetto efficace delle armature a punzonamento:

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 \cdot d \leq f_{ywd};$$

- α è l'angolo di inclinazione dell'armatura a punzonamento con l'orizzontale.

È possibile scegliere tra due possibili tipologie di armature a punzonamento:

- 1) *cuciture verticali* (pioli o perni tipo "stud"): in questo caso, trattandosi di armature verticali, sarà possibile assumere $\alpha = 90^\circ$;
- 2) *ferri piegati*: in questo caso, la piegatura potrà avvenire con un angolo α compreso tra 30° e 45° e si potrà assumere, nel caso di un'unica fila di armature:

$$(d/s_r) = 0,67.$$

STEP 4: Dettagli esecutivi

La disposizione delle armature a punzonamento deve essere fatta seguendo i dettagli esecutivi indicati nel § 9.4.3 della UNI EN 1992-1-1:2015. In primo luogo occorrerà calcolare il perimetro u_{out} oltre il quale non sono più richieste armature. Quest'ultimo è pari a:

$$u_{out,ef} = \beta \cdot V_{Ed} / (V_{Rd,c} \cdot d).$$

I dettagli esecutivi possono essere così riassunti (cfr. Fig. 9.10 UNI EN 1992-1-1:2015):

- 1) *per cuciture verticali*: la prima fila deve partire ad una distanza compresa tra 0,3 e 0,5 d dalla faccia del pilastro; le file devono essere distanziate tra loro di una quantità \leq di 0,75 d; l'ultima fila deve essere disposta ad una distanza \leq di 1,5 d dal perimetro u_{out} ;
- 2) *per ferri piegati*: la prima fila deve partire ad una distanza minore di 0,5 d dalla faccia del pilastro; le barre possono essere disposte in pianta ad una distanza dalle facce del pilastro minore o uguale a 0,25 d; le file devono essere distanziate tra loro di una quantità minore o uguale a 0,75 d; l'ultima fila deve essere disposta ad una distanza minore o uguale a 1,5 d dal perimetro u_{out} .

Infine, l'area minima della singola armatura a punzonamento deve risultare:

$$A_{sw,1} \geq A_{sw,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}} / f_{yk}}{(1,5 \sin \alpha + \cos \alpha) (s_r s_t)};$$

dove s_t è la distanza tangenziale massima tra le armature lungo una stessa fila, pari ad almeno 1,5 d per file interne al perimetro u_1 e 2 d per file esterne al perimetro u_1 .

9.1.1.3 Fondazioni superficiali

Le metodologie, i modelli usati ed i risultati del calcolo del **carico limite** sono esposti nella relazione GEOTECNICA.

9.1.1.4 Pali di fondazione

Le metodologie, i modelli usati ed i risultati del calcolo del **carico limite** sono esposti nella relazione GEOTECNICA.

9.2 Gerarchia delle Resistenze

9.2.1 Elementi in C.A.

Relativamente agli elementi in c.a., sono state applicate le disposizioni contenute al §7.4.4 del D.M. 2018. Più in particolare:

- per le **travi**, al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al **taglio**, le sollecitazioni di calcolo si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti delle due sezioni di estremità, amplificati del fattore di sovrarresistenza γ_{Rd} assunto pari, rispettivamente, ad 1,20 per strutture in CD"A", ad 1,10 per strutture in CD"B". La verifica di resistenza è eseguita secondo le indicazioni del par. 7.4.4.1.1 D.M. 2018.
- per i **pilastr**i, al fine di scongiurare l'attivazione di meccanismi fragili globali, come il meccanismo di "piano debole" che comporta la plasticizzazione, anticipata rispetto alle travi, di gran parte dei pilastri di un piano, il progetto a **flessione** delle zone dissipative dei pilastri è effettuato considerando le sollecitazioni corrispondenti alla resistenza delle zone dissipative delle travi amplificata mediante il coefficiente γ_{Rd} che vale 1,3 in CD"A" e 1,3 per CD"B". In tali casi, generalmente, il meccanismo dissipativo prevede la localizzazione delle cerniere alle estremità delle travi e le sollecitazioni di progetto dei pilastri possono essere ottenute a partire dalle resistenze d'estremità delle travi che su di essi convergono, facendo in modo che, per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} , in accordo con la formula (7.4.4) del D.M. 2018. Le verifiche di resistenza sono eseguite secondo le indicazioni del par. 7.4.4.2.1 D.M. 2018.
Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al **taglio**, le sollecitazioni di calcolo da utilizzare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore ed inferiore secondo l'espressione (7.4.5). Le verifiche di resistenza sono eseguite secondo le indicazioni del par. 7.4.4.2.1.
- per i **nodi trave-pilastr**o, si deve verificare che la resistenza del nodo sia tale da assicurare che non pervenga a rottura prima delle zone della trave e del pilastro ad esso adiacente. L'azione di taglio, agente in direzione orizzontale per le varie direzioni del sisma, nel nucleo di calcestruzzo del nodo è calcolata secondo l'espressione (7.4.6) per i nodi interni e (7.4.7) per quelli esterni. Le verifiche di resistenza sono eseguite invece secondo le indicazioni del §7.4.4.3.1 D.M. 2018.
- per i **setti** sismo resistenti, le sollecitazioni di calcolo sono determinate secondo quanto indicato nel par. 7.4.4.5 D.M. 2018. Le verifiche di resistenza sono eseguite invece secondo le indicazioni del par. 7.4.4.5.1 D.M. 2018.

9.2.2 Fondazioni

Per quanto riguarda la struttura di fondazione sono applicate le disposizioni contenute al §7.2.5 del D.M. 2018. Più in particolare:

- le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera struttura, condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche;

- il dimensionamento della struttura di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno sono eseguite, nell'ipotesi di comportamento strutturale dissipativo, assumendo come azioni in fondazione quelle trasferite dagli elementi soprastanti amplificate di un coefficiente γ_{Rd} pari a 1,1 in CD"B" e 1,3 in CD"A".

I risultati delle suddette verifiche sono riportate nei "Tabulati di calcolo".

9.3 Verifiche SLD

Essendo la struttura di **Classe 3** sono state condotte le Verifiche allo Stato Limite di Danno come indicato al par. 7.3.6.1 del D.M. 2018, assumendo fattori parziali dei materiali γ_m pari a 1.

9.4 DETTAGLI STRUTTURALI

Il progetto delle strutture è stato condotto rispettando i dettagli strutturali previsti dal D.M. 2018, nel seguito illustrati. Il rispetto dei dettagli può essere evinto, oltreché dagli elaborati grafici, anche dalle verifiche riportate nei tabulati allegati alla presente relazione.

9.4.1 Travi in c.a.

Le armature degli elementi trave sono state dimensionati seguendo i dettagli strutturali previsti al punto 4.1.6.1.1 del D.M. 2018:

$$A_s \geq A_{s,\min} = \max \left\{ 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d; 0,0013 b_t d \right\} \quad [\text{TR-C4-A}]$$

$$\max \{A_s; A'_s\} \leq A_{s,\max} = 0,04 A_c \quad [\text{TR-C4-B}]$$

$$A_{st} \geq A_{st,\min} = 1,5 b \text{ mm}^2 / m \quad [\text{TR-C4-C}]$$

$$p_{st} \geq p_{st,\min} = \min \{33,3 \text{ cm}; 0,8 d\} \quad [\text{TR-C4-D}]$$

$$A_{st} \geq 0,5 A_{sw} \quad [\text{TR-C4-E}]$$

$$p_{st} \geq 15 \Phi \quad [\text{TR-C4-F}]$$

dove:

- A_s e A'_s sono le aree di armature tese e compresse;
- f_{ctm} è la resistenza a trazione media del cls;
- f_{yk} è la resistenza caratteristica allo snervamento;
- b_t è la larghezza media della zona tesa della trave (pari alla larghezza della trave o dell'anima nel caso di sezioni a T);
- d è l'altezza utile della trave;
- b è lo spessore minimo dell'anima in mm;
- p_{st} è il passo delle staffe;
- A_c è l'area della sezione di cls;
- A_{st} è l'area delle staffe;
- A_{sw} è l'area totale delle armature a taglio (area delle staffe più area dei ferri piegati);
- dove Φ è il diametro delle armature longitudinali compresse.

Ai fini di un buon comportamento sismico, sono rispettate le seguenti limitazioni geometriche, ai sensi del § 7.4.6.1.1 del D.M. 2018:

$$b_t \geq b_{t,\min} = 20 \text{ cm} \quad [\text{TR-LG-A}]$$

$$b_t \leq b_{t,\max} = \min \{b_c + h_t; b_c\} \quad [\text{TR-LG-B}]$$

$$b_t/h_t \geq (b_t/h_t)_{\min} = 0,25 \quad [\text{TR-LG-C}]$$

$$L_{zc} = 1,5 h_t \text{ (CD-A)}; L_{zc} = 1,0 h_t \text{ (CD-B)} \quad [\text{TR-LG-D}]$$

dove:

- b_t e h_t sono la base e l'altezza delle travi, rispettivamente;
- b_c è la larghezza della colonna;
- L_{zc} è la larghezza della zona dissipativa.

Inoltre, per il dimensionamento delle armature, vengono rispettate le prescrizioni del § 7.4.6.2.1 del D.M. 2018,

illustrate nel seguito.

Armature longitudinali

$$\begin{aligned} n_{\phi l} &> n_{\phi l, \min} = 2 & [\text{TR-AL-A}] \\ \rho_{\min} = \frac{1,4}{f_{yk}} < \rho = \frac{A_s}{bh} < \rho_{\max} = \rho_{\text{cmp}} + \frac{3,5}{f_{yk}} & [\text{TR-AL-B}] \\ \rho_{\text{cmp}} &\geq \rho_{\text{cmp}, \min} & [\text{TR-AL-C}] \end{aligned}$$

dove:

- $n_{\phi l}$ è il numero di barre al lembo inferiore o superiore, di diametro almeno pari a 14 mm;
- $n_{\phi l, \min}$ è il minimo numero possibile di barre al lembo inferiore o superiore, di diametro almeno pari a 14 mm;
- ρ è il rapporto geometrico relativo all'armatura tesa (rapporto tra le aree delle armature, A_s , e l'area della sezione rettangolare, $b \times h$);
- ρ_{cmp} è il rapporto geometrico relativo all'armatura compressa;
- $\rho_{\text{cmp}, \min} = 0,25 \rho$ per zone non dissipative, oppure $1/2 \rho$ per zone dissipative.
- f_{yk} è la resistenza di snervamento caratteristica dell'acciaio in MPa.

Armature trasversali

$$\begin{aligned} p_{st} \leq p_{st, \max} &= \min \left\{ \begin{aligned} &\left[\frac{d}{4}; 175 \text{ mm}; 6\Phi_l; 24\Phi_{st} \right] (CD-A) \\ &\left[\frac{d}{4}; 225 \text{ mm}; 8\Phi_l; 24\Phi_{st} \right] (CD-B) \end{aligned} \right. & [\text{TR-AT-A}] \\ \Phi_{st} &\geq \Phi_{st, \min} = 6 \text{ mm} & [\text{TR-AT-B}] \end{aligned}$$

dove:

- d è l'altezza utile della sezione;
- Φ_l è il diametro più piccolo delle barre longitudinali utilizzate;
- Φ_{st} è il diametro più piccolo delle armature trasversali utilizzate;
- $\Phi_{st, \min}$ è il minimo diametro delle staffe da normativa.

9.4.2 Pilastri in c.a.

Le armature degli elementi pilastri sono state dimensionati seguendo i dettagli strutturali previsti al punto 4.1.6.1.2 del D.M. 2018, nel seguito indicati:

$$\begin{aligned} \Phi_l &\geq \Phi_{l, \min} = 12 \text{ mm} & [\text{PL-C4-A}] \\ i &\leq i_{\max} = 300 \text{ mm} & [\text{PL-C4-B}] \\ A_{sl} &\geq A_{sl, \min} = \max \left\{ 0,10 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}; 0,003 A_c \right\} & [\text{PL-C4-C}] \\ p_{st} &\leq p_{st, \max} = \min \{ 12\Phi_l, 250 \text{ mm} \} & [\text{PL-C4-D}] \\ \Phi_{st} &\geq \Phi_{st, \min} = \max \left\{ 6 \text{ mm}; \frac{\Phi_{l, \max}}{4} \right\} & [\text{PL-C4-E}] \\ A_{sl} &\leq A_{sl, \max} = 0,04 A_c & [\text{PL-C4-F}] \end{aligned}$$

dove:

- Φ_l e $\Phi_{l, \min}$ sono, rispettivamente, il diametro più piccolo utilizzato ed il diametro minimo da norma delle barre longitudinali;
- i e i_{\max} sono, rispettivamente, l'interasse massimo utilizzato e l'interasse massimo consentito da norma delle barre longitudinali;
- A_{sl} è l'area totale delle armature longitudinali;
- N_{Ed} è la forza di compressione di progetto;

- f_{yd} è la tensione di calcolo dell'acciaio;
- A_c è l'area di cls;
- p_{st} e $p_{st,max}$ sono, rispettivamente, il passo massimo utilizzato ed il passo massimo consentito da norma per le staffe;
- Φ_{st} e $\Phi_{st,min}$ sono, rispettivamente, il diametro minimo utilizzato ed il diametro minimo consentito da norma delle staffe;
- $\Phi_{l,max}$ è il diametro massimo delle armature longitudinali utilizzate;
- $A_{sl,max}$ è l'area massima da norma dei ferri longitudinali;
- A_c è l'area di cls.

Ai fini di un buon comportamento sismico, sono rispettate le seguenti limitazioni geometriche, ai sensi del § 7.4.6.1.2 del D.M. 2018:

$$b_c \geq b_{c,min} = 25 \text{ cm} \quad [\text{PL-LG-A}]$$

$$L_{zc} \geq L_{zc,min} = \max\{h_c, 1/6 L_l, 45 \text{ cm}\} \text{ se } L_l \geq 3 h_c \geq L_{zc,min} = \max\{h_c, L_l, 45 \text{ cm}\} \text{ se } L_l < 3 h_c \quad [\text{PL-LG-B}]$$

dove:

- b_c è la dimensione minima della sezione trasversale del pilastro;
- $b_{c,min}$ è la dimensione minima consentita della sezione trasversale del pilastro;
- L_{zc} è la lunghezza della zona critica;
- $L_{zc,min}$ è la lunghezza minima consentita della zona critica;
- h_c è l'altezza del pilastro;
- L_l è la luce libera del pilastro.

Inoltre, per il dimensionamento delle armature, vengono rispettate le prescrizioni del § 7.4.6.2.2 del D.M. 2018:

Armature longitudinali

$$i \leq i_{max} = 25 \text{ cm} \quad [\text{PL-AL-A}]$$

$$\rho_{min} = 1\% \leq \rho \leq \rho_{max} = 4\% \quad [\text{PL-AL-B}]$$

dove:

- i e i_{max} sono, rispettivamente, l'interasse massimo utilizzato e l'interasse massimo consentito da norma delle barre longitudinali;
- ρ è il rapporto tra l'area totale di armatura longitudinale e l'area della sezione retta.

Armature trasversali

$$\Phi_{st} > \Phi_{st,min} = \begin{cases} \max \left[6mm; \left(0,4\Phi_{l,max} \sqrt{\frac{f_{yd,l}}{f_{yd,st}}} \right) \right] & \text{CD - A} \\ 6mm & \text{CD - B} \end{cases} \quad [\text{PL-AT-A}]$$

$$p_{st} \leq p_{st,max} = \min \left\{ \begin{bmatrix} 1/3 b_{c,min}; 12,5 \text{ cm}; 6 d_{bl,min} \end{bmatrix} & \text{CD - A} \\ \begin{bmatrix} 1/2 b_{c,min}; 17,5 \text{ cm}; 8 d_{bl,min} \end{bmatrix} & \text{CD - B} \end{cases} \quad [\text{PL-AT-B}]$$

dove:

- Φ_{st} è il più piccolo diametro delle staffe utilizzato;
- $\Phi_{st,min}$ è il minimo diametro delle staffe utilizzabile;
- $\Phi_{l,max}$ è il diametro massimo delle barre longitudinali utilizzate;
- $f_{yd,l}$ e $f_{yd,st}$ sono le tensioni di snervamento di progetto delle barre longitudinali e delle staffe.
- p_{st} e $p_{st,max}$ sono, rispettivamente, il passo massimo utilizzato ed il passo massimo consentito da norma per le staffe;
- $b_{c,min}$ è la dimensione minore del pilastro;
- $d_{bl,min}$ è il diametro minimo delle armature longitudinali.

Inoltre, è stato effettuato il seguente controllo sulla duttilità minima dei pilastri:

$$\omega_{wd} = \frac{V_{st}}{V_{nc}} \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \geq \omega_{wd,min} = 0,08 \quad [\text{PL-AT-C}]$$

dove:

- $V_{st} = A_{st} L_{st}$ è il volume delle staffe di contenimento;
- V_{nc} è il volume del nucleo confinato ($= b_0 h_0 s$ per sezioni rettangolari; $= \pi(D_0/2)^2$ nel caso di sezioni circolari);
- A_{st} è l'area delle staffe;
- L_{st} è il perimetro delle staffe;
- b_0 e h_0 sono le dimensioni del nucleo confinato, misurate con riferimento agli assi delle staffe;
- D_0 è il diametro del nucleo confinato misurato rispetto all'asse delle staffe;
- s è il passo delle staffe;
- f_{yd} è la tensione di snervamento di progetto delle staffe;
- f_{cd} è la tensione di progetto a compressione del cls.

9.4.3 Nodi in c.a.

Il dimensionamento degli elementi trave e pilastro confluenti nel nodo è stato effettuato assicurando che le eccentricità delle travi rispetto ai pilastri siano inferiori ad 1/4 della larghezza del pilastro, per la direzione considerata (§ 7.4.6.1.3 D.M. 2018) staffe progettate nel nodo sono almeno pari alle staffe presenti nelle zone adiacenti al nodo del pilastro inferiore e superiore. Nel caso di nodi interamente confinati il passo minimo delle staffe nel nodo è pari al doppio di quello nelle zone adiacenti al nodo del pilastro inferiore e superiore, fino ad un massimo di 15 cm.

10 - DETTAGLI STRUTTURALI

Il presente documento riporta gli **elaborati grafici sintetici** in conformità a quanto previsto nel § 10.2 delle NTC.

Tali elaborati hanno lo scopo di riassumere il comportamento della struttura relativamente al tipo di analisi svolta e possono riportare informazioni sintetiche e schemi relativi a carichi, sollecitazioni e sforzi, spostamenti, tensioni sul terreno, etc.

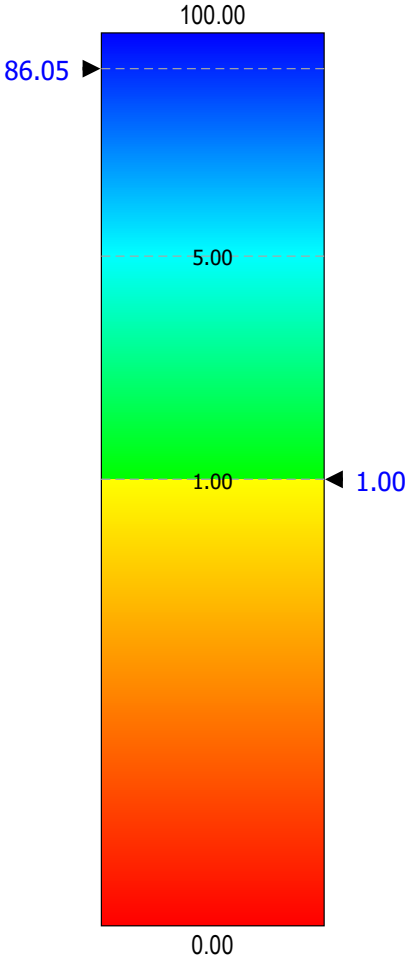
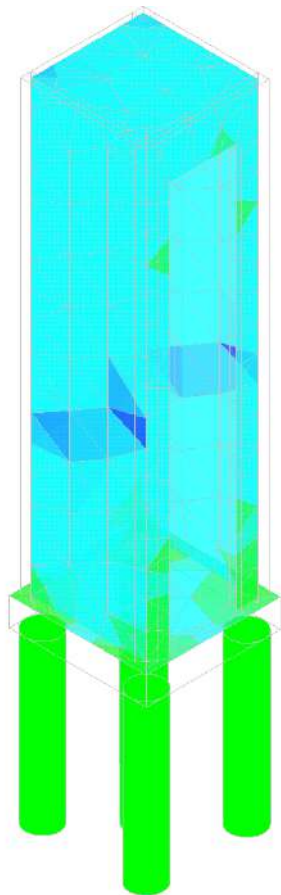
Al fine delle verifiche della misura della sicurezza, si riportano delle rappresentazioni che ne sintetizzano i valori numerici dei coefficienti di sicurezza nelle sezioni significative della struttura stessa.

Per ogni singolo elaborato grafico, contenente un telaio, una parte della struttura o la struttura nel suo insieme, si riportano indicazioni sulle convenzioni adottate e sulle unità di misura, nonché disegni, schemi grafici e mappature cromatiche che schematizzano il comportamento complessivo della struttura.

Grazie alle mappature a colori, per ciascun tipo di risultato, si fornisce un quadro chiaro e sintetico: è possibile rilevare agevolmente il valore delle diverse grandezze in base al colore assunto dagli elementi della struttura. Ogni colore rappresenta un determinato valore, dal blu (corrispondente generalmente al valore minimo) al rosso (generalmente valore massimo), passando attraverso le varie sfumature di colore corrispondenti ai valori intermedi.

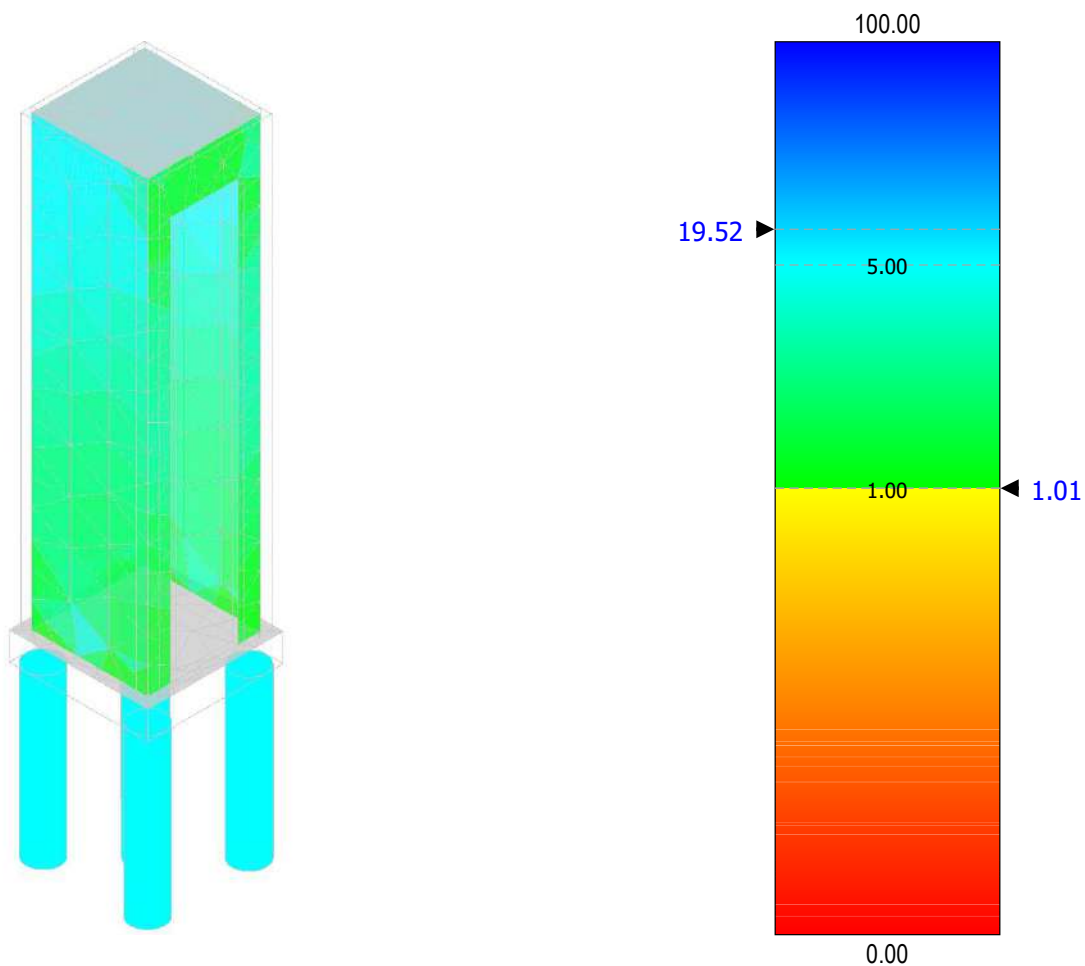
Prima di ogni tipologia di risultato è riportata la scala cromatica con l'indicazione numerica del valore minimo e massimo.

Coefficienti di Sicurezza



Descrizione Tavola
Tipo verifica: Flessione

Coefficienti di Sicurezza



Descrizione Tavola
Tipo verifica: Taglio

11 - TABULATI DI CALCOLO

Per quanto non espressamente sopra riportato, ed in particolar modo per ciò che concerne i dati numerici di calcolo, si rimanda all'allegato "Tabulati di calcolo" costituente parte integrante della presente relazione.