

Committente:



AUTOCAMIONALE DELLA CISA S.P.A.

Via Camboara 26/A - Frazione Ponte Taro - 43015 NOCETO (PR)

Impresa Esecutrice:



**AUTOSTRADA DELLA CISA A15
RACCORDO AUTOSTRADALE A15/A22
CORRIDOIO PLURIMODALE TIRRENO-BRENNERO
RACCORDO AUTOSTRADALE FRA L' AUTOSTRADA DELLA CISA-FONTEVIVO (PR)
E L' AUTOSTRADA DEL BRENNERO-NOGAROLE ROCCA (VR). I LOTTO.**

C.U.P. G61B04000060008

C.I.G. 307068161E

PROGETTO ESECUTIVO

AUTOCAMIONALE DELLA CISA S.p.A.

Il Direttore TIBRE:

Il Responsabile del Procedimento:

Il Presidente:

IMPRESA PIZZAROTTI & C. S.p.A.
Il Direttore Tecnico:

IMPRESA PIZZAROTTI & C. S.p.A.
Il Responsabile di Progetto
Dott. Ing. Luca Bondanetti

Il Geologo:

N / A

PROGETTAZIONE DI:



A.T.I.:



Il Progettista:

Ing. Fabio Nigrelli
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Palermo n.3581

Coordinatore per la Sicurezza in fase di Progettazione:

Ing. Giovanni Maria Cepparotti
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Viterbo n. 392

Consulenza specialistica a cura di:

N/A

Progettista Responsabile-Integrazioni Prestazioni Specialistiche:
Impresa Pizzarotti & C. S.p.A.
Ing. Pietro Mazzoli
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Parma n. 821

Titolo Elaborato:

**Asse Principale
Impianti elettromeccanici - Generale
Impianti elettromeccanici dal km -2+350 a sp. Sud ponte fiume Taro (km 0+450,78)
Relazione tecnico strutturale attacco palo su Cavalcavia A1**

Data Emissione Progetto:

18/03/2014

Scala:

Identif. Elaborato:

N.RO IDENTIFICATIVO	CODICE COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	AMBITO	CAT OPERA	N OPERA	PARTE OP	TIPO DOC	N PROGR. DOC.	REV.
	RAAA	1	E	I	AP	IM	01	G	RE	002	B
B	21/11/2014	AGGIORNAMENTO A SEGUITO ISTRUTTORIA ASPI n. ASPI/RM/17.11.14/0023104/EU				CATALANO		NIGRELLI		MAZZOLI	
A	06/06/2014	RIEMMISSIONE PROGETTO ESECUTIVO				SILVESTRI		NIGRELLI		MAZZOLI	
Rev.	Data	DESCRIZIONE REVISIONE				Redatto		Controllato		Approvato	

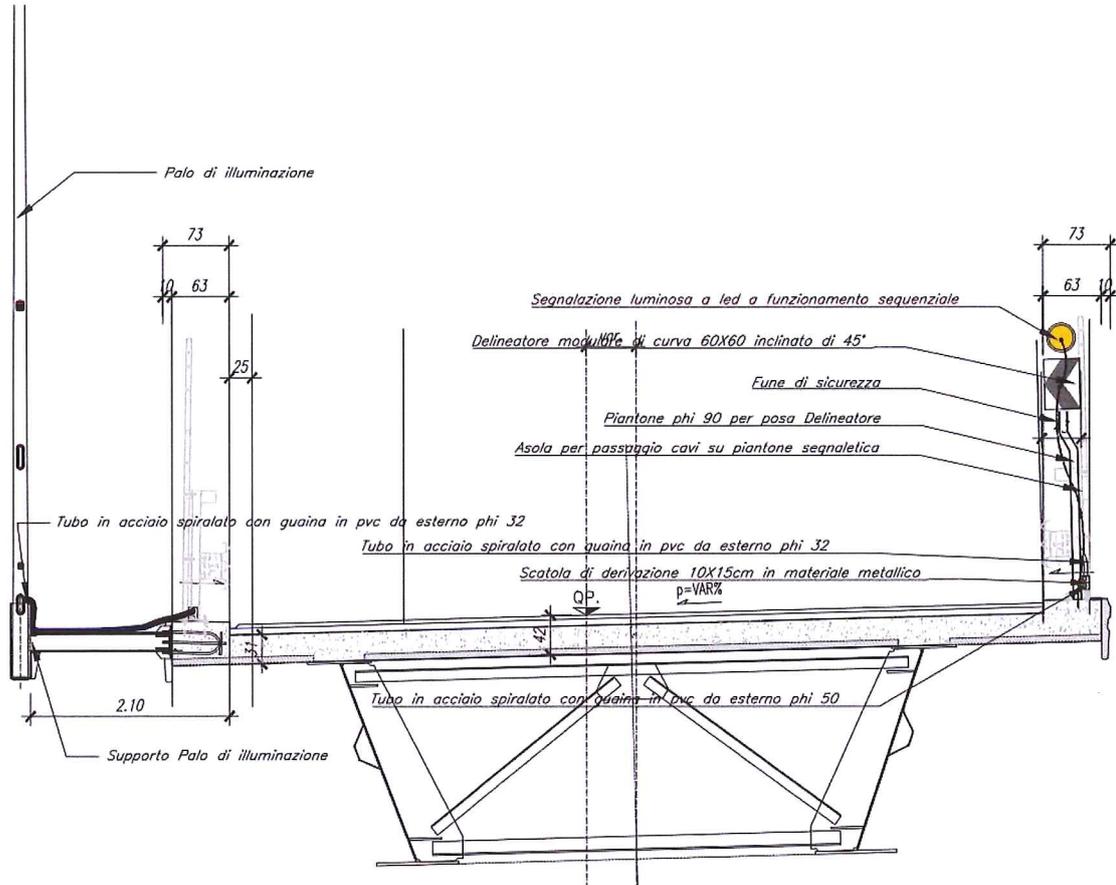


SOMMARIO

1	Premessa.....	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
3	CARATTERISTICHE MATERIALI UTILIZZATI	7
3.1	LEGENDA TABELLA DATI MATERIALI.....	7
4	AZIONI SULLA STRUTTURA.....	8
4.1	AZIONE DEL VENTO	8
4.2	AZIONE SISMICA.....	10
5	COMBINAZIONI DI CARICO.....	11
6	CARATTERISTICHE DELLA SEZIONI	13
7	MODELLAZIONE STRUTTURA:.....	14
7.1	NODI	14
7.2	TRAVI	15
8	RISULTATI.....	16
8.1	RISULTATI NODALI	16
8.2	DEFORMATA	16
8.3	Inviluppo (SLU) sforzo Normale.....	17
8.4	Inviluppo (SLU) TAGLIO T22.....	18
8.2	Inviluppo (SLU) TAGLIO T33.....	19
8.3	Inviluppo (SLU) momento torcente.....	20
8.4	Inviluppo (SLU) momento M22	21
8.5	Inviluppo (SLU) momento M33	22
9	VERIFICHE TUBOLARE	23
9.1	VERIFICA TAGLIO TORSIONE	23
9.2	VERIFICA PRESSOFLESSIONE	23
10	VERIFICA NODI	24
10.1	Verifica DEL NODO DI ANCORAGGIO SUL MURO	24
10.2	VERIFICA nodo tubo-profilato	27

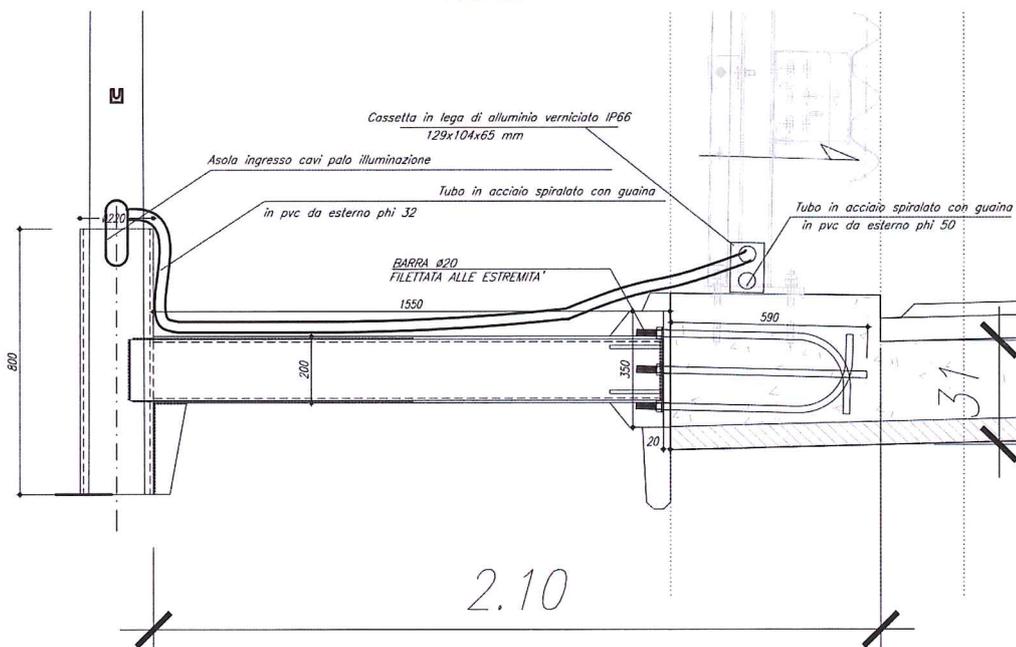
1 PREMESSA

Le presente relazione riferisce dei calcoli di dimensionamento e verifica degli ancoraggi su opere d'arte dei pali di illuminazione.



PARTICOLARE FISSAGGIO PALO SU CAVALCAVIA

SCALA 1:10





Le caratteristiche degli elementi considerate per il dimensionamento sono i seguenti:

Candelabri h=12.8 m (12.0 m f.t.):

- diametro esterno alla base 188 mm;
- diametro esterno in sommità 60 mm.;
- spessore 4 mm;
- altezza fuori terra 12000 mm;
- altezza totale 12800 mm;
- sbraccio: 1500 mm.

Apparecchio illuminante:

- peso 17.5 kg;
- Resistenza al vento : Sx Cx non superiore a 0,064 mq.

I casi esaminati sono relativi al posizionamento del palo di illuminazione su soletta impalcato. L'attacco del palo è realizzato a mezzo di uno sbalzo di lunghezza 1,6m circa al fine di garantire la deflessione minima della sicurvia antistante. La mensola viene realizzata con profilo HEB200 e piatti laterali saldati di spessore 10mm. L'ancoraggio alla struttura sarà effettuato mediante tirafondi di diametro 20mm predisposti nella soletta dell'impalcato. Nel documento sono riportati i calcoli delle sollecitazioni agenti all'attacco dell'elemento illuminante in riferimento alle azioni da vento e da sisma. Oltre alla verifica del profilato, vengono riportate le verifiche delle piastre e dei tirafondi utilizzati per rendere solidale la struttura in acciaio agli elementi in calcestruzzo.

Quale riferimento normativo per la progettazione è stato assunto il D.M. 14.01.2008. Gli altri riferimenti normativi sono presenti nell'apposito paragrafo di seguito allegato.

Di seguito si riportano i parametri utili alla definizione delle azioni di progetto sull'opera in esame:

Parametri della struttura			
Classe d'uso	Vita Vn [anni]	Coeff. Uso	Periodo Vr [anni]
IV	100.0	2.0	200.0



2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

D.Min. Infrastrutture Min. Interni e Prot. Civile 14 Gennaio 2008 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".

D.Min. Infrastrutture e trasporti 14 Settembre 2005 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".

D.M. LL.PP. 9 Gennaio 1996 "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".

D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996 "Norme tecniche relative ai <<Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi>>".

D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996 "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".

Circolare 4/07/96, n.156AA.GG./STC. istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai <<Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi>>" di cui al D.M. 16/01/96.

Circolare 10/04/97, n.65AA.GG. istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/96.

D.M. LL.PP. 20 Novembre 1987 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento".

Circolare 4 Gennaio 1989 n. 30787 "Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento".

D.M. LL.PP. 11 Marzo 1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".

D.M. LL.PP. 3 Dicembre 1987 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate".

UNI 9502 - Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso - edizione maggio 2001

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" e successive modificazioni e integrazioni.

UNI EN 1990:2006 13/04/2006 Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale.

UNI EN 1991-1-1:2004 01/08/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici.

UNI EN 1991-2:2005 01/03/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: Carichi da traffico sui ponti.

UNI EN 1991-1-3:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve.

UNI EN 1991-1-4:2005 01/07/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento.



UNI EN 1991-1-5:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche.

UNI EN 1992-1-1:2005 24/11/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.

UNI EN 1992-1-2:2005 01/04/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio.

UNI EN 1993-1-1:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.

UNI EN 1993-1-8:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti.

UNI EN 1994-1-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.

UNI EN 1994-2:2006 12/01/2006 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti.

UNI EN 1995-1-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici.

UNI EN 1995-2:2005 01/01/2005 Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 2: Ponti.

UNI EN 1996-1-1:2006 26/01/2006 Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture di muratura - Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata.

UNI EN 1996-3:2006 09/03/2006 Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture di muratura - Parte 3: Metodi di calcolo semplificato per strutture di muratura non armata.

UNI EN 1997-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali.

UNI EN 1998-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.

UNI EN 1998-3:2005 01/08/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici.

UNI EN 1998-5:2005 01/01/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.



3 CARATTERISTICHE MATERIALI UTILIZZATI

3.1 LEGENDA TABELLA DATI MATERIALI

Il programma consente l'uso di materiali diversi. Sono previsti i seguenti tipi di materiale:

1	materiale tipo cemento armato
2	materiale tipo acciaio
3	materiale tipo muratura
4	materiale tipo legno
5	materiale tipo generico

I materiali utilizzati nella modellazione sono individuati da una sigla identificativa ed un codice numerico (gli elementi strutturali richiamano quest'ultimo nella propria descrizione). Per ogni materiale vengono riportati in tabella i seguenti dati:

Young	modulo di elasticità normale
Poisson	coefficiente di contrazione trasversale
G	modulo di elasticità tangenziale
Gamma	peso specifico
Alfa	coefficiente di dilatazione termica

I dati sopra riportati vengono utilizzati per la modellazione dello schema statico e per la determinazione dei carichi inerziali e termici. In relazione al tipo di materiale vengono riportati inoltre:

2	acciaio	Ft	tensione di rottura a trazione
		Fy	tensione di snervamento
		Fd	resistenza di calcolo
		Fdt	resistenza di calcolo per spess. t>40 mm
		Sadm	tensione ammissibile
		Sadmt	tensione ammissibile per spess. t>40 mm

Id	Tipo / Note	Young	Poisson	G	Gamma	Alfa
		daN/cm2		daN/cm2	daN/cm3	
11	acciaio Fe430 - S275	2.100e+06	0.30	8.077e+05	7.85e-03	1.00e-05
	ft	4300.0				
	fy	2750.0				
	fd	2750.0				
	fdt	2500.0				
	sadm	1900.0				
	sadmt	1700.0				
12	acciaio Fe510 - S355	2.100e+06	0.30	8.077e+05	7.85e-03	1.00e-05
	ft	5100.0				
	fy	3550.0				
	fd	3550.0				
	fdt	3150.0				
	sadm	2400.0				
	sadmt	2100.0				



4 AZIONI SULLA STRUTTURA

4.1 AZIONE DEL VENTO

Localizzazione dell'intervento

Località: PARMA
Provincia: PARMA
Regione: EMILIA-ROMAGNA

Coordinate GPS:
Latitudine : 44.80100 N
Longitudine: 10.32900 E

Altitudine s.l.m.: 57.0 m

Calcolo delle azioni del vento

Zona vento = 2
($V_{b.o} = 25$ m/s; $A_o = 750$ m; $K_a = 0.015$ 1/s)

Classe di rugosità del terreno: D

[Aree prive di ostacoli o con al di più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,..)]

Categoria esposizione: tipo II
($K_r = 0.19$; $Z_o = 0.05$ m; $Z_{min} = 4$ m)

Velocità di riferimento = 25.00 m/s
Pressione cinetica di riferimento (q_b) = 39 daN/mq

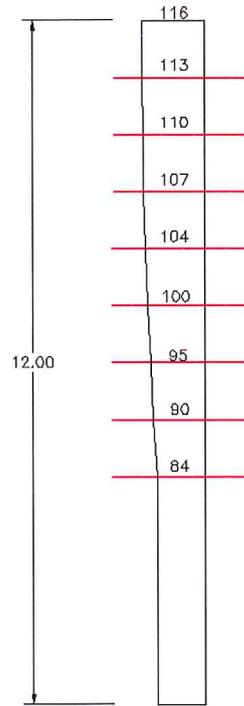
Coefficiente di forma (C_p) = 1.20
Coefficiente dinamico (C_d) = 1.00
Coefficiente di esposizione topografica (C_t) = 1.00
Altezza opera = 12.00 m

VALORI PRESSIONE DEL VENTO					
H(m)	C_p	C_d	C_e	C_t	P
FINO A 4m	1.2	1	1.8	1	84.2
5	1.2	1	1.9	1	90.3
6	1.2	1	2	1	95.5
7	1.2	1	2.1	1	99.7
8	1.2	1	2.2	1	103.4
9	1.2	1	2.3	1	107.2
10	1.2	1	2.4	1	110.0
11	1.2	1	2.4	1	112.8
12	1.2	1	2.5	1	115.6

Seguono le immagini riassuntive della distribuzione del carico del vento:



ANDAMENTO PRESSIONE VENTO IN
FUNZIONE DELL'ALTEZZA (daN/mq)

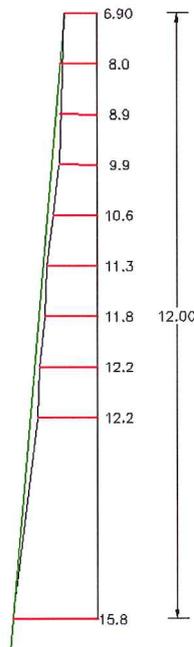


diametri sezione
(m)

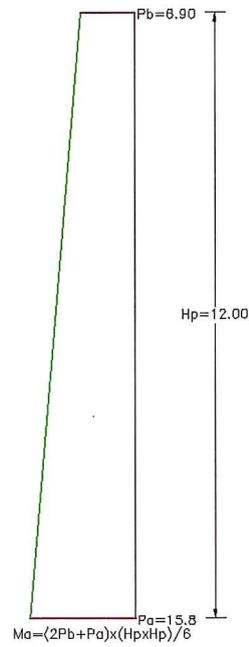


ANDAMENTO CARICO LINEARE (Pvento X diametro sezione) - (daN/m)

Pressioni per sezione
(daN/m)



Pressione adottata
(daN/m)





4.2 AZIONE SISMICA

ag: accelerazione orizzontale massima del terreno;
Fo: valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
T*c: periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

PARAMETRI DELLA STRUTTURA					
Classe d'uso	Vita Vn [anni]	Coeff. Uso	Periodo Vr [anni]	Tipo di suolo	Categoria topografica
IV	100.0	2.0	200.0	C	T1

SL	Pver	Tr	ag	Fo	T*c
		Anni	g		sec
SLO	81.0	120.0	0.033	2.590	0.220
SLD	63.0	201.0	0.039	2.630	0.250
SLV	10.0	1898.0	0.071	2.750	0.310
SLC	5.0	2475.0	0.075	2.780	0.310

SL	ag	S	Fo	Fv	Tb	Tc	Td
	g				sec	sec	sec
SLO	0.033	1.500	2.590	0.638	0.127	0.381	1.733
SLD	0.039	1.500	2.630	0.698	0.138	0.415	1.754
SLV	0.071	1.500	2.750	0.986	0.160	0.479	1.882
SLC	0.075	1.500	2.780	1.031	0.160	0.479	1.902



5 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

Combinazione fondamentale SLU

$$\gamma G_1 \cdot G_1 + \gamma G_2 \cdot G_2 + \gamma P \cdot P + \gamma Q_1 \cdot Q_{k1} + \gamma Q_2 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma Q_3 \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara) SLE

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente SLE

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente SLE

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite connessi alle azioni eccezionali

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Dove:

NTC 2008 Tabella 2.5.1

Destinazione d'uso/azione	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Categoria A residenziali	0,70	0,50	0,30
Categoria B uffici	0,70	0,50	0,30
Categoria C ambienti suscettibili di affollamento	0,70	0,70	0,60
Categoria D ambienti ad uso commerciale	0,70	0,70	0,60
Categoria E biblioteche, archivi, magazzini,...	1,00	0,90	0,80
Categoria F Rimesse e parcheggi (autoveicoli ≤ 30 kN)	0,70	0,70	0,60
Categoria G Rimesse e parcheggi (autoveicoli > 30 kN)	0,70	0,50	0,30
Categoria H Coperture	0,00	0,00	0,00
Vento	0,60	0,20	0,00
Neve a quota ≤ 1000 m	0,50	0,20	0,00



Neve a quota > 1000 m	0,70	0,50	0,20
Variazioni Termiche	0,60	0,50	0,00

Nelle verifiche possono essere adottati in alternativa, due diversi approcci progettuali:

- per l'approccio 1 si considerano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti di sicurezza parziali per le azioni, per i materiali e per la resistenza globale (combinazione 1 con coefficienti A1 e combinazione 2 con coefficienti A2),
- per l'approccio 2 si definisce un'unica combinazione per le azioni, per la resistenza dei materiali e per la resistenza globale (con coefficienti A1).

NTC 2008 Tabella 2.6.I

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_f			
Carichi permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali (Non compiutamente definiti)	Favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Sono state considerate tutte le combinazioni di calcolo contemplate dalla norma vigente e di seguito si riportano quelle che sono risultate dimensionanti ai fini della progettazione:

COMBINAZIONE	P.P.	VENTO Y	P.LAMPADA	VENTO X
1	1,3	1,5	1,3	-
3	1,3	-	1,3	1,5

Non essendo contemplata alcuna combinazione di carico che preveda contemporaneità dell'azione da vento e di quella del sisma per l'opera in oggetto, la prima prevale sulla seconda nel calcolo delle sollecitazioni massime agenti.



6 CARATTERISTICHE DELLA SEZIONI

Le sezioni utilizzate nella modellazione sono individuate da una sigla identificativa ed un codice numerico (gli elementi strutturali richiamano quest'ultimo nella propria descrizione). Per ogni sezione vengono riportati in tabella i seguenti dati:

Area	area della sezione
A V2	area della sezione/fattore di taglio (per il taglio in direzione 2)
A V3	area della sezione/fattore di taglio (per il taglio in direzione 3)
Jt	fattore torsionale di rigidità
J2-2	momento d'inerzia della sezione riferito all'asse 2
J3-3	momento d'inerzia della sezione riferito all'asse 3
W2-2	modulo di resistenza della sezione riferito all'asse 2
W3-3	modulo di resistenza della sezione riferito all'asse 3
Wp2-2	modulo di resistenza plastico della sezione riferito all'asse 2
Wp3-3	modulo di resistenza plastico della sezione riferito all'asse 3

Per quanto concerne i profilati semplici ed accoppiati l'asse 2 del riferimento coincide con l'asse x riportato nei più diffusi profilari.

Per quanto concerne le sezioni di tipo generico (tipo 1.):

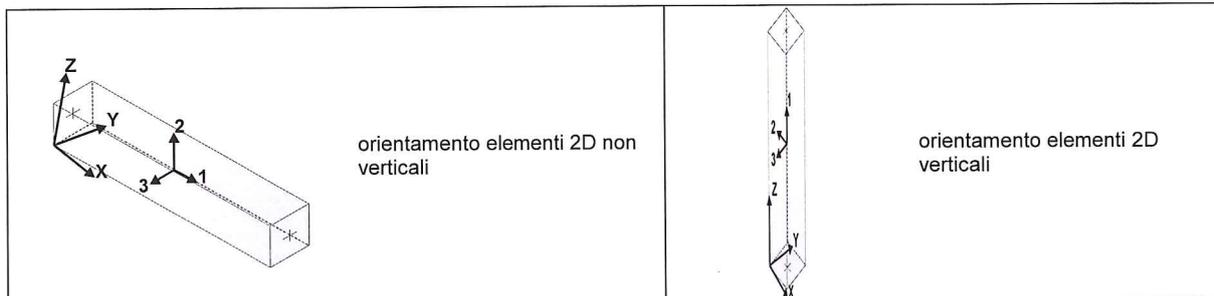
i valori dimensionali con prefisso B sono riferiti all'asse 2

i valori dimensionali con prefisso H sono riferiti all'asse 3

Id	Tipo	Area	A V2	A V3	Jt	J 2-2	J 3-3	W 2-2	W 3-3	Wp 2-2	Wp 3-3
		cm2	cm2	cm2	cm4	cm4	cm4	cm3	cm3	cm3	cm3
1	Circolare cava: re=8.41 ri=8.01	20.63	0.0	0.0	1391.64	695.82	695.82	82.74	82.74	107.87	107.87
3	T.QU 200x200x10	72.57	0.0	0.0	7071.73	4251.06	4251.06	425.11	425.11	508.08	508.08



7.2 TRAVI



Elem.	numero dell'elemento
Note	codice di comportamento: trave, trave di fondazione, pilastro, asta, asta tesa, asta compressa
Nodo I (J)	numero del nodo iniziale (finale)
Mat.	codice del materiale assegnato all'elemento
Sez.	codice della sezione assegnata all'elemento
Rotaz.	valore della rotazione dell'elemento, attorno al proprio asse, nel caso in cui l'orientamento di default non sia adottabile; l'orientamento di default prevede per gli elementi non verticali l'asse 2 contenuto nel piano verticale e l'asse 3 orizzontale, per gli elementi verticali l'asse 2 diretto secondo X negativo e l'asse 3 diretto secondo Y negativo
Svincolo I (J)	codici di svincolo per le azioni interne; i primi sei codici si riferiscono al nodo iniziale, i restanti sei al nodo finale (il valore 1 indica che la relativa azione interna non è attiva)
Wink V	costante di sottofondo (coefficiente di Winkler) per la modellazione della trave su suolo elastico
Wink O	costante di sottofondo (coefficiente di Winkler) per la modellazione del suolo elastico orizzontale

Elem.	Note	Nodo I	Nodo J	Mat.	Sez.	Rotaz. gradi	Svincolo I	Svincolo J	Wink V daN/cm3	Wink O daN/cm3
1	Pilas.	1	2	11	1					
2	Trave	1	3	11	3					
3	Trave	2	4	11	1					
4	Pilas.	5	1	11	1					



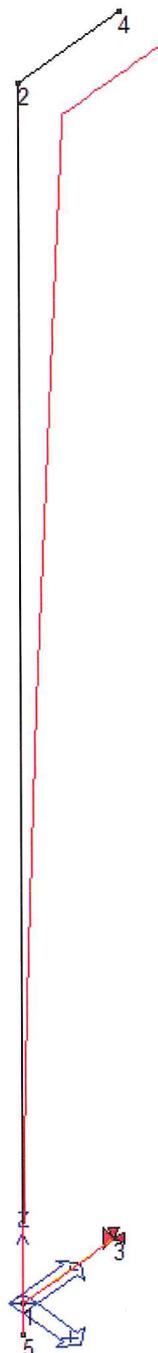
8 RISULTATI

8.1 RISULTATI NODALI

La tabella di seguito riportata presenta i valori delle reazioni vincolari del nodo di ancoraggio della struttura all'impalcato.

Nodo	Cmb	Azione X daN	Azione Y daN	Azione Z daN	Azione RX daN cm	Azione RY daN cm	Azione RZ daN cm
3	INVILUPPO COMB 1-3	250	-205.00	-296.70	1.35e+05	1.44e+05	3.5e+04

8.2 DEFORMATA





8.3 INVILUPPO (SLU) SFORZO NORMALE



$N_{max}=205 \text{ daN}$



8.4 INVILUPPO (SLU) TAGLIO T22



$T_{22_{max}}=296 \text{ daN}$



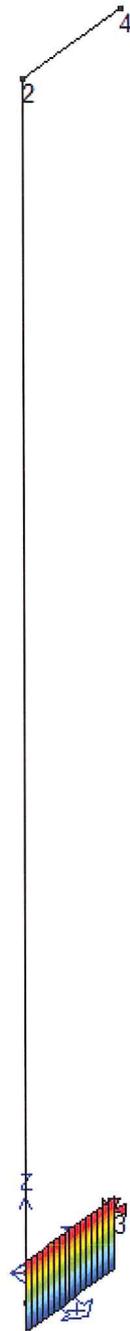
8.2 INVILUPPO (SLU) TAGLIO T33



$T_{33_{max}}=250 \text{ daN}$



8.3 INVILUPPO (SLU) MOMENTO TORCENTE



$M_{y_{max}} = 143800 \text{ daN cm}$



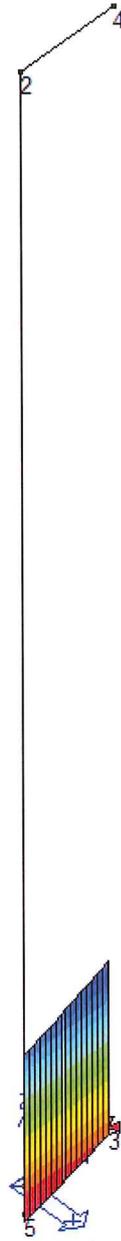
8.4 INVILUPPO (SLU) MOMENTO M22



$M22_{MAX} = 35000 \text{ daN cm}$



8.5 INVILUPPO (SLU) MOMENTO M33



$M_{33_{MAX}} = 135000 \text{ daN cm}$

9 VERIFICHE TUBOLARE

Di seguito si riportano la verifica di taglio-trazione e quella di pressoflessione deviata del profilo tubolare. Per brevità di esposizione si omettono le verifiche di stabilità poiché non significative ai fini del progetto.

9.1 VERIFICA TAGLIO TORSIONE

La forza di taglio agente viene calcolata come somma vettoriale delle forze taglianti T22 e T33:

$$V_{Ed}=3,87\text{kN}$$

Il momento torcente agente sulla sezione vale:

$$M_t=14,38\text{ kNm}$$

La resistenza di calcolo a taglio in assenza di torsione vale:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v f_{yk}}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = 574,6\text{ kN}$$

Dove:

$$A_v = A_h / (b+h) \quad (\text{area resistente a taglio})$$

La resistenza a taglio ridotta in presenza di torsione vale:

$$V_{c,Rd,red} = \left[1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{\frac{f_{yk}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}} \right] \cdot V_{c,Rd} = 498,91\text{ kN}$$

$$\tau_{t,Ed} = \frac{M_t}{2 \cdot \Omega b} = \frac{14,38 \cdot 10^6}{2 \cdot 190 \cdot 190 \cdot 10} = 19,92 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{tensione tangenziale massima dovuta alla torsione})$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd,red}} = 0,0078$$

La verifica di resistenza a taglio-torsione risulta soddisfatta.

9.2 VERIFICA PRESSOFLESSIONE

Il valore dello sforzo assiale resistente del profilo è:

$$N_{Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} = 1990\text{ kN}$$

I momenti resistenti della sezione valgono:

$$M_{y,Rd} = W_{yy} f_{yk} / \gamma_{M0} = 111,30\text{ kNm}$$

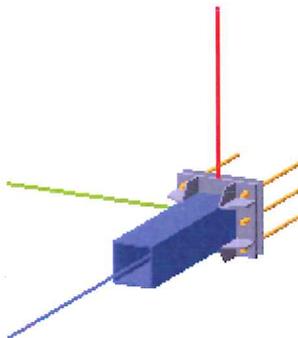
$$M_{z,Rd} = W_{zz} f_{yk} / \gamma_{M0} = 111,30\text{ kNm}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} = 0,154 < 1$$

La verifica di resistenza a pressoflessione risulta soddisfatta.

10 VERIFICA NODI

10.1 VERIFICA DEL NODO DI ANCORAGGIO SUL MURO



Coefficienti di sicurezza utilizzati

$$\gamma_{M0} = 1.05$$

$$\gamma_{M1} = 1.10$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

Trave 3

Tipo di profilo: T.QU 200x200x10

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{Rd} = 1.15$

Flangia:

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{Rd} = 1.15$

Dimensioni (B x H x Sp): 400.0 x 350.0 x 20.0 mm

Spessore nervature verticali: 10.0 mm

Spessore nervature orizzontali: 10.0 mm

Bullonature:

Viti cl. 10.9 Dadi 10 ($f_{yb} = 900 \text{ N/mm}^2$, $f_{tb} = 1000 \text{ N/mm}^2$)

Diametro $\varnothing = 20 \text{ mm}$ $A_{res} = 245.0 \text{ mm}^2$ (ridotta per filettatura)

Calcolo resistenze

Resistenza a trazione dei bulloni

$$F_{tb,Rd} = 0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 176431.8 \text{ N}$$

Resistenza a punzonamento flangia

$$B_{pf,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_f \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 389054.$$

Bull.	$F_{f,Rd}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]
1	81579.6	81579.6
2	82447.7	82447.7
3	81579.6	81579.6
4	81579.6	81579.6
5	82447.7	82447.7
6	81579.6	81579.6

Legenda

$F_{f,Rd} = M_{res,m} / (B_m \cdot R_m)$ resistenza a flessione flangia



$F_{t,Rd} = \min [F_{tb,Rd} , B_{pf,Rd} , F_{f,Rd}]$ resistenza a trazione di progetto

Resistenza a taglio dei bulloni $F_{vb,Rd} = 0,5 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 98017.7 \text{ N}$

Bull.	$F_{bf,x,Rd} \text{ [N]}$	$F_{v,x,Rd} \text{ [N]}$	$F_{bf,y,Rd} \text{ [N]}$	$F_{v,y,Rd} \text{ [N]}$
1	256634.9	98017.7	273015.9	98017.7
2	256634.9	98017.7	344000.0	98017.7
3	256634.9	98017.7	273015.9	98017.7
4	256634.9	98017.7	273015.9	98017.7
5	256634.9	98017.7	344000.0	98017.7
6	256634.9	98017.7	273015.9	98017.7

Legenda

$F_{bf,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_f / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento flangia in direzione x

$F_{v,x,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bf,x,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione x

$F_{bf,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_f / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento flangia in direzione y

$F_{v,y,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bf,y,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione y

Verifiche sui bulloni

1-Taglio e trazione

Le sollecitazioni massime sul singolo bullone sono di seguito riportate:

$$F_{v,Ed} = 14598 \text{ N}$$

$$F_{t,Ed} = 18316 \text{ N}$$

$$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot F_{t,Rd}) = 0,15 + 0,16 = 0,31 < 1 \quad (\text{VERIFICATO})$$

2-Trazione

La trazione massima sul singolo bullone è la seguente:

$$F_{t,Ed} = 18316 \text{ N}$$

$$F_{t,Ed} / F_{t,Rd} = 0,23 < 1 \quad (\text{VERIFICATO})$$

Legenda

$F_{v,Ed}$ forza di taglio agente sul bullone

$F_{v,Rd}$ resistenza a taglio di progetto del bullone

$F_{t,Ed}$ forza di trazione agente sul bullone

$F_{t,Rd}$ resistenza a trazione di progetto del bullone

Verifiche a flessione piastra in zona compressa

Sezione parallela a X a filo della trave

Pressione media a bordo piastra $p_{med} = 3.15 \text{ N/mm}^2$

Carico lineare sbalzo $q_{lin} = 1260.56 \text{ N/mm}$

Lunghezza sbalzo $L_s = 75.0 \text{ mm}$

Modulo di resistenza minimo $W_{min} = 177478.6 \text{ mm}^3$

Momento resistente $M_{p,Rd} = 46482480.0 \text{ N mm}$



Momento massimo $M_{p,Ed} = 3545322.0 \text{ N mm}$

$M_{p,Ed} / M_{p,Rd} = 0.076272 \text{ Ok}$

Sezione parallela a Y a filo della trave

Pressione media a bordo piastra $p_{med} = 1.72 \text{ N/mm}^2$
Carico lineare sbalzo $q_{lin} = 601.85 \text{ N/mm}$
Lunghezza sbalzo $L_s = 100.0 \text{ mm}$
Modulo di resistenza minimo $W_{min} = 175278.0 \text{ mm}^3$
Momento resistente $M_{p,Rd} = 45906140.0 \text{ N mm}$
Momento massimo $M_{p,Ed} = 3009225.0 \text{ N mm}$

$M_{p,Ed} / M_{p,Rd} = 0.065552 \text{ Ok}$

Verifica del momento di progetto del giunto

Momento resistente del giunto $M_{j,Rd} = 61460300.0 \text{ N mm}$
Momento di progetto $M_{j,Ed} = 14400000.0 \text{ N mm}$

$M_{j,Ed} / M_{j,Rd} = 0.234297 \text{ Ok}$

Ancoraggio

Tirafondi ad aderenza

Lunghezza tirafondi $L_t = 500 \text{ mm}$

Calcestruzzo

Resistenza cubica caratteristica a compressione $R_{ck} = 30.00 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 24.90 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C = 14.11 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk} = 0,7 \cdot 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 1.79 \text{ N/mm}^2$
Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo $f_{bd} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} / \gamma_C = 2.69 \text{ N/mm}^2$

Compressione massima calcestruzzo

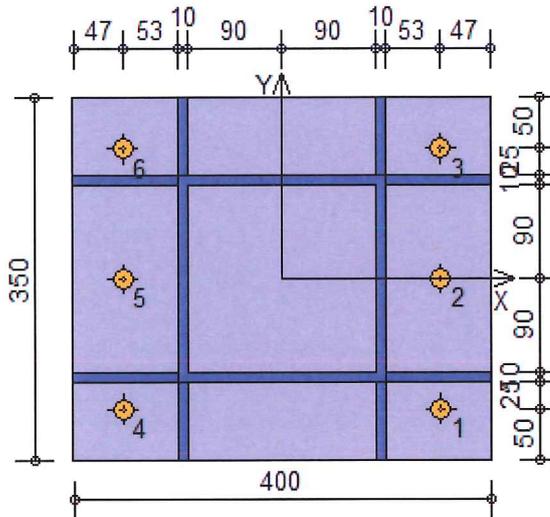
$p_{max} = 3.44 \text{ N/mm}^2 < f_{cd} \text{ Ok}$

Verifica ancoraggio

(effettuata considerando la massima resistenza a trazione dei bulloni)

Trazione di progetto dell'ancoraggio $F_{t,an,Ed} = \max [F_{t,Rd}] = 82447.7 \text{ N}$
Resistenza a trazione per aderenza $F_{t,ad,Rd} = L_t \cdot \pi \cdot \varnothing \cdot f_{bd} = 84384.0 \text{ N}$

$F_{t,ad,Rd} > F_{t,an,Ed} \text{ Ok}$



10.2 VERIFICA NODO TUBO-PROFILATO

Coefficienti di sicurezza utilizzati

$$\gamma_{M0} = 1.05$$

$$\gamma_{M1} = 1.10$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

Tipo di profilo: T.QU 200x200x10

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{Rd} = 1.15$

Flangia:

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{Rd} = 1.15$

Dimensioni (B x H x Sp): 284.8 x 284.8 x 10.0 mm

Spessore nervature verticali: 10.0 mm

Spessore nervature orizzontali: 10.0 mm

Per semplicità di calcolo si considerano resistenti allo sforzo di flessione le saldature in corrispondenza delle ali del profilato. Seguono le caratteristiche delle saldature in oggetto:

- Interasse ali : 18cm
- Lunghezza saldature 20+8+8=36cm per lato
- Sezione di gola 6mm

Sforzo di trazione (da M33) = 67500 N

Sforzo di taglio= 3000 N

UNIONE A TRAZIONE - cordoni ortogonali all'azione		
	INPUT	VERIFICA (D.M. 2008)
	Definizione dell'azione di trazione $N = 67500$ [N]	Metodo direzionale $\sqrt{\sigma_1^2 + 3(\tau_0^2 + \tau_1^2)} \leq \frac{f_{tk}}{\beta \gamma_{M2}}$ $48,71 < 360,00$ Verificato
Definizione della geometria dell'unione $l_2 = 200$ [mm] $a_w = 6$ [mm] $A_w = 1200$ [mm ²]	Metodo semplificato $F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd} = \frac{a_w f_{tk}}{\sqrt{3} \beta \gamma_{M2}}$ $168,75 < 1247,08$ Verificato	
OUTPUT - tensioni sui cordoni di saldatura		
$\tau_1 = 28,125$ [N/mm ²] Agente sui cordoni ortogonali all'azione		

Sforzo di trazione (da M22) = 17500 N

UNIONE A TRAZIONE - cordoni ortogonali all'azione		
	INPUT	VERIFICA (D.M. 2008)
	Definizione dell'azione di trazione $N = 17500$ [N]	Metodo direzionale $\sqrt{\sigma_1^2 + 3(\tau_0^2 + \tau_1^2)} \leq \frac{f_{tk}}{\beta \gamma_{M2}}$ $14,03 < 360,00$ Verificato
Definizione della geometria dell'unione $l_2 = 180$ [mm] $a_w = 6$ [mm] $A_w = 1080$ [mm ²]	Metodo semplificato $F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd} = \frac{a_w f_{tk}}{\sqrt{3} \beta \gamma_{M2}}$ $48,61 < 1247,08$ Verificato	
OUTPUT - tensioni sui cordoni di saldatura		
$\tau_1 = 8,1018519$ [N/mm ²] Agente sui cordoni ortogonali all'azione		

Verifica V2 – verifica della saldatura sull'anima

UNIONE A FLESSIONE E TAGLIO - cordoni paralleli all'azione			
	INPUT	OUTPUT	VERIFICA (D.M. 2008)
	Definizione dell'azione $V = 3000$ [N] $e = 50$ [mm]	$\tau_{II} = 1,92$ [N/mm ²] $\sigma_{L,max} = 4,44$ [N/mm ²]	Metodo direzionale $\sqrt{\sigma_1^2 + 3(\tau_0^2 + \tau_1^2)} \leq \frac{f_{tk}}{\beta \gamma_{M2}}$ $5,55 < 360,00$ Verificato
Definizione della geometria dell'unione $h = 130$ [mm] $a_w = 6$ [mm] $A_w = 780$ [mm ²]		Metodo semplificato $F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd} = \frac{a_w f_{tk}}{\sqrt{3} \beta \gamma_{M2}}$ $11,54 < 1247,08$ Verificato	
Pianta			