

REGIONE MARCHE  
PROVINCIA DI FERMO  
COMUNE DI FERMO

## IMPIANTO DI TRATTAMENTO ANAEROBICO DELLA FRAZIONE ORGANICA DEI RIFIUTI SOLIDI URBANI PER LA PRODUZIONE DI BIOMETANO

CIG: 9880245C18 – CUP: F62F18000070004

### PROGETTO ESECUTIVO

NOME ELABORATO	PLATEA TORCIA	CLASSE	<b>10.18</b>
		STRUTTURE PLATEA TORCIA	
CODIFICA ELABORATO	<b>23008-OW-C-100-RS-083-MA1-0</b>		

N. TAVOLA	<b>10.18.1</b>
FORMATO	<b>A4</b>
SCALA	/

00	04/11/2024	PRIMA EMISSIONE	A. LABBATE	C. BUTTICE'	R. MARTELLO
REV	DATA	DESCRIZIONE	ESEGUITO	VERIFICATO	APPROVATO

Committente	Progettista indicato	Mandataria
 <b>CITTÀ DI FERMO</b> <b>Settore IV e V</b> <b>Lavori Pubblici, Protezione Civile,</b> <b>Ambiente, Urbanistica, Patrimonio,</b> <b>Contratti e Appalti</b> Via Mazzini 4 63900 – Fermo (FM)  <b>DOTT. Mauro Fortuna</b> RUP	 ENGINEERING COMPANY Via Resuttana 360 90142 -PALERMO  OWAC Engineering Company S.R.L. <b>ING. Rocco Martello</b> Direttore Tecnico  UNI EN ISO 9001:2015 N. 30233/14/S UNI EN ISO 45001:2018 N. OHS-4849 UNI EN ISO 14001:2015 N. EMS-9477/S UNI/PDR 74 :2019 N. SGBIM-01/23 UNI/PdR 74:2019 N. 21042BM	 Via del Cardoncello 22 70022 – Altamura (BA) EDILALTA S.R.L. <b>DOTT. Angelantonio Disabato</b> Socio  Mandante
		 Fueling a Sustainable World™ Via Bassa di Casalmoro 3 46041 – Asola (MN) ANAERGIA S.R.L. <b>DOTT. Andrea Parisi</b> Institore



**Città di Fermo**  
**Settore IV e V**  
Lavori Pubblici, Protezione  
Civile, Ambiente, Urbanistica,  
Patrimonio, Contratti e Appalti

PROGETTAZIONE ESECUTIVA “IMPIANTO DI TRATTAMENTO ANAEROBICO  
DELLA FRAZIONE ORGANICA DEI RIFIUTI SOLIDI URBANI PER LA  
PRODUZIONE DI BIOMETANO”  
**CIG: 9880245C18 CUP: F62F18000070004**

00	A. LABBATE	04/11/2024	C.BUTTICE'	04/11/2024	R. MARTELLO	04/11/2024
REV	ESEGUITO	DATA	VERIFICATO	DATA	APPROVATO	DATA

MANDATORIA

**EdilAlta**

MANDANTE

**Anaergia**  
Fueling a Sustainable World™

PROGETTISTA INDICATO

**OWAC**  
ENGINEERING COMPANY

**PLATEA TORCIA  
RELAZIONE DI CALCOLO**

REV. 00

Pag. 2 di 26



## Sommario

<b>1.</b>	<b>DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA .....</b>	<b>5</b>
<b>2.</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>6</b>
<b>3.</b>	<b>MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO.....</b>	<b>6</b>
<b>4.</b>	<b>TERRENO DI FONDAZIONE .....</b>	<b>9</b>
<b>5.</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI .....</b>	<b>10</b>
<b>6.</b>	<b>AZIONI SULLA STRUTTURA .....</b>	<b>11</b>
6.1.	STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA.....	11
6.2.	STATI LIMITE DI ESERCIZIO .....	12
<b>7.</b>	<b>CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO.....</b>	<b>13</b>
7.1.	DENOMINAZIONE.....	13
7.2.	SINTESI DELLE FUNZIONALITÀ GENERALI .....	13
7.3.	SISTEMI DI RIFERIMENTO .....	14
7.3.1.	<i>Riferimento globale.....</i>	14
7.3.2.	<i>Riferimento locale per travi.....</i>	14
7.3.3.	<i>Riferimento locale per pilastri.....</i>	15
7.3.4.	<i>Riferimento locale per pareti .....</i>	16
7.3.5.	<i>Riferimento locale per solette e platee .....</i>	17
7.4.	MODELLO DI CALCOLO .....	17
<b>8.</b>	<b>PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI .....</b>	<b>19</b>
8.1.	VERIFICHE DI RESISTENZA .....	19
8.1.1.	<i>Elementi in C.A. ....</i>	19
8.1.1.1.	Verifica di punzonamento dei nodi.....	20
8.1.1.2.	Fondazioni superficiali .....	23
8.1.2.	<i>Elementi in Acciaio .....</i>	23
8.1.2.1.	Verifiche di Instabilità .....	24
8.1.2.2.	Verifiche di Deformabilità .....	24
8.2.	DETTAGLI STRUTTURALI .....	24
8.2.1.	<i>Travi in c.a.....</i>	24
8.2.2.	<i>Pilastri in c.a.....</i>	25
8.2.3.	<i>Nodi in c.a. ....</i>	25
<b>9.</b>	<b>PROGETTO E VERIFICA DEI COLLEGAMENTI.....</b>	<b>26</b>
9.1.	COLLEGAMENTI IN ACCIAIO .....	26



**Città di Fermo**  
**Settore IV e V**  
Lavori Pubblici, Protezione  
Civile, Ambiente, Urbanistica,  
Patrimonio, Contratti e Appalti

PROGETTAZIONE ESECUTIVA “IMPIANTO DI TRATTAMENTO ANAEROBICO  
DELLA FRAZIONE ORGANICA DEI RIFIUTI SOLIDI URBANI PER LA  
PRODUZIONE DI BIOMETANO”  
**CIG: 9880245C18 CUP: F62F18000070004**

MANDATORIA



MANDANTE



PROGETTISTA INDICATO



**PLATEA TORCIA  
RELAZIONE DI CALCOLO**

REV. 00

Pag. 4 di 26



## 1. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

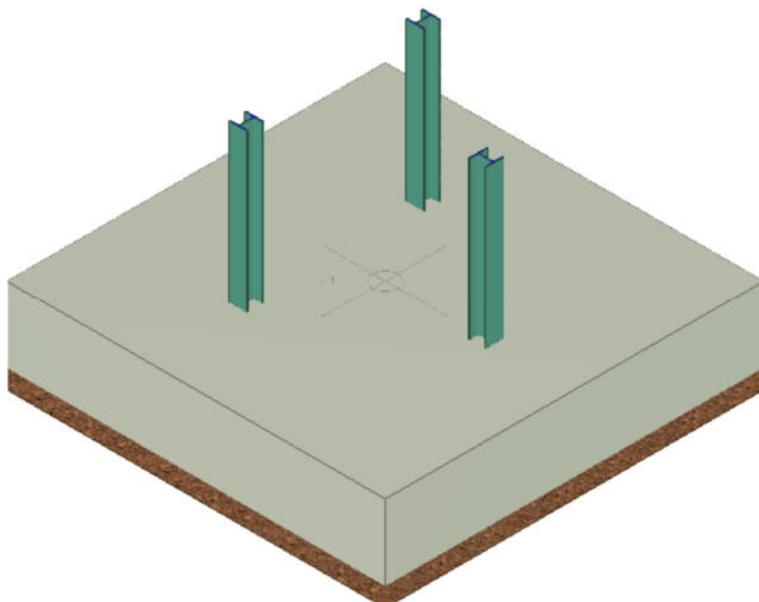
Il progetto prevede la realizzazione di una fondazione a sostegno di un'apparecchiatura di processo dell'impianto di estrazione e combustione del biogas con predisposizione per il recupero energetico a servizio della discarica per rifiuti non pericolosi da realizzarsi in C.da San Biagio del comune di Fermo (FM), in prossimità del Centro Integrato per la Gestione dei Rifiuti Urbani (CIGRU) gestito dalla società Fermo Asite S.r.l., ed autorizzato con Determina n. 61 del 31/01/2022 e s.m.i. del Settore III della Provincia di Fermo. La fondazione da realizzare è del tipo diretta a platea avente dimensioni in pianta di metri 3,00 x 3,00 e altezza di metri 0,60. I carichi applicati sono concentrati su tre punti corrispondenti ai punti di appoggio dell'apparecchiatura alla fondazione. L'apparecchiatura di processo scarica sulla platea di fondazione su tre appoggi, disposti in modo da formare un angolo di 120°. Le colonne dell'apparecchiatura presentano un profilo UPN 180 ancorate alla base con delle piastre quadrate in acciaio di dimensioni 40x40 cm con tirafondi con rosette saldate. I collegamenti avvengono tramite saldature e bulloni esagonali M20 di classe 8.8. L'apparecchiatura di processo in acciaio ha un peso complessivo di: 3500 kg. Il produttore fornisce le sollecitazioni applicate su un punto lungo l'asse baricentrico dell'apparecchiatura posto a quota circa metri 1,25 dal piano di appoggio. Tali sollecitazioni, considerate come carichi per la fondazione, sono state incrementate del coefficiente di sicurezza parziale pari a 1,5 per la condizione sfavorevole come da normativa. Si riportano i valori delle sollecitazioni forniti dal costruttore:

- N = 3500 kg
- M = 5180 kg\*m
- T = 1610 kg

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

### Vista Anteriore

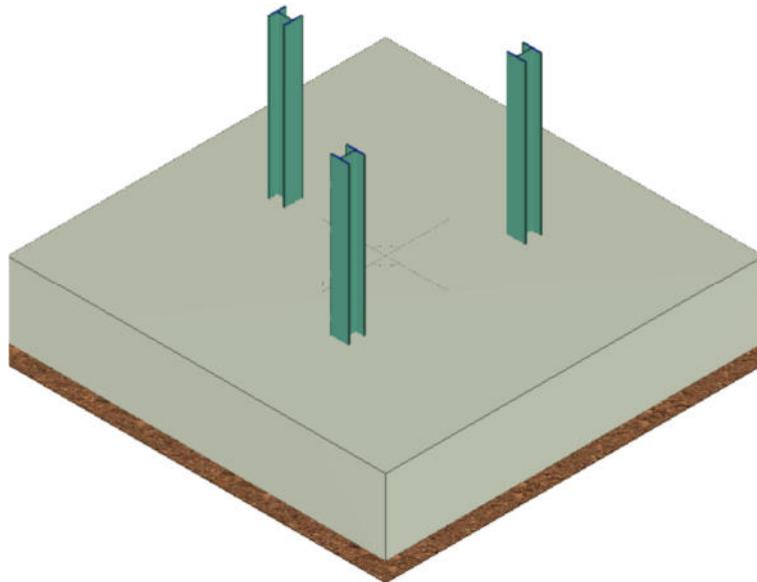
*La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale O,X,Y, Z, ha versore (1;1;-1)*



### 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 concernesse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nelle seguenti norme:

**Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.** (G.U. Serie Generale n. 35 del 11/02/2019 - Suppl. Ord. n. 5)

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

**Eurocodice 3 - “Progettazione delle strutture in acciaio”** - EN 1993-1-1.

## 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

#### Caratteristiche calcestruzzo armato

N <sub>id</sub>	g <sub>k</sub>	a <sub>T, i</sub>	E	G	C <sub>Erid</sub>	Stz	R <sub>ck</sub>	R <sub>cm</sub>	%R <sub>ck</sub>	g <sub>c</sub>	f <sub>cd</sub>	f <sub>ctd</sub>	f <sub>cfm</sub>	N	n Ac
	[N/m <sup>3</sup> ] ]	[1/°C]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/m m <sup>2</sup> ]	[%]		[N/m m <sup>2</sup> ]	[N/m m <sup>2</sup> ]			[N/m m <sup>2</sup> ]	[N/m m <sup>2</sup> ]	[N/m m <sup>2</sup> ]		
<b>C25/30_B450C - (C25/30)</b>															
002	25'00 0	0,0000 10	31'447	13'10 3	60	P	30,00	-	0,85	1,50	14,11	1,19	3,07	15	003

#### LEGENDA:

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

### MATERIALI ACCIAIO



### Caratteristiche acciaio

N <sub>id</sub>	g <sub>k</sub>	a <sub>T, i</sub>	E	G	Stz	LMT	f <sub>yk</sub>	f <sub>tk</sub>	f <sub>yd</sub>	f <sub>td</sub>	g <sub>s</sub>	g <sub>M1</sub>	g <sub>M2</sub>	g <sub>M3, SLV</sub>	g <sub>M3, SLE</sub>	g <sub>M7, NCnt</sub>	Cnt
	[N/m <sup>3</sup> ]	[1/°C]	[N/m m <sup>2</sup> ]	[N/m m <sup>2</sup> ]			[N/m m <sup>2</sup> ]	[N/m m <sup>2</sup> ]	[N/m m <sup>2</sup> ]								
<b>S235 - Acciaio per Profilati - (S235)</b>																	
00 1 0	78'50 0	0,000 012	210'0 00	80'76 9	P	40	235, 00	360, 00	223, 81	-	1,05	1,05	1,25	-	-	-	
						80	215, 00	360, 00	204, 76								
<b>Acciaio B450C - Acciaio in Tondini - (B450C)</b>																	
00 3 0	78'50 0	0,000 010	210'0 00	80'76 9	P	-	450, 00	-	391, 30	-	1,15	-	-	-	-	-	
<b>8.8 - Acciaio per Bulloni - (8.8)</b>																	
00 4 0	78'50 0	0,000 012	210'0 00	80'76 9	-	-	640, 00	800, 00	512, 00	-	1,25	-	-	1,25	1,10	1,10	
<b>S235 - Acciaio per Saldature - (S235)</b>																	
00 6 0	78'50 0	0,000 012	210'0 00	80'76 9	-	40	235, 00	360, 00	223, 81	-	1,05	1,05	1,25	-	-	-	
						80	215, 00	360, 00	204, 76								

### LEGENDA:

- N<sub>id</sub>** Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
- g<sub>k</sub>** Peso specifico.
- a<sub>T, i</sub>** Coefficiente di dilatazione termica.
- E** Modulo elastico normale.
- G** Modulo elastico tangenziale.
- Stz** Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
- LMT** Campo di validità in termini di spessore t, (per profili, piastre, saldature) o diametro, d (per bulloni, tondini, chiodi, viti, spinotti)
- f<sub>yk</sub>** Resistenza caratteristica allo snervamento
- f<sub>tk</sub>** Resistenza caratteristica a rottura
- f<sub>yd</sub>** Resistenza di calcolo
- f<sub>td</sub>** Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni).
- g<sub>s</sub>** Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV del materiale.
- g<sub>M1</sub>** Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità.
- g<sub>M2</sub>** Coefficiente parziale di sicurezza per sezioni tese indebolite.
- g<sub>M3,SLV</sub>** Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLV (Bulloni).
- g<sub>M3,SLE</sub>** Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLE (Bulloni).
- g<sub>M7</sub>** 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.
- NOTE** [-] = Parametro non significativo per il materiale.

### TENSIONI AMMISSIBILI ALLO SLE DEI VARI MATERIALI

MANDATARIA



MANDANTE



PROGETTISTA INDICATO



**PLATEA TORCIA  
RELAZIONE DI CALCOLO**

REV. 00

Pag. 8 di 26



### Tensioni ammissibili allo SLE dei vari materiali

Materiale	SL	Tensione di verifica	$S_{d,amm}$
			[N/mm <sup>2</sup> ]
C25/30_B450C	Caratteristica(RARA)	Compressione Calcestruzzo	14,94
	Quasi permanente	Compressione Calcestruzzo	11,21
Acciaio B450C	Caratteristica(RARA)	Trazione Acciaio	360,00

## LEGENDA:

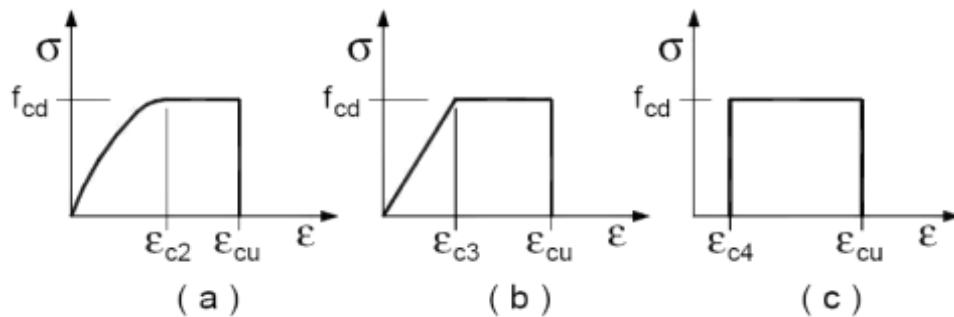
**SL** Stato limite di esercizio per cui si esegue la verifica.

**S<sub>d,amm</sub>** 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 (a) riportato nella seguente figura.



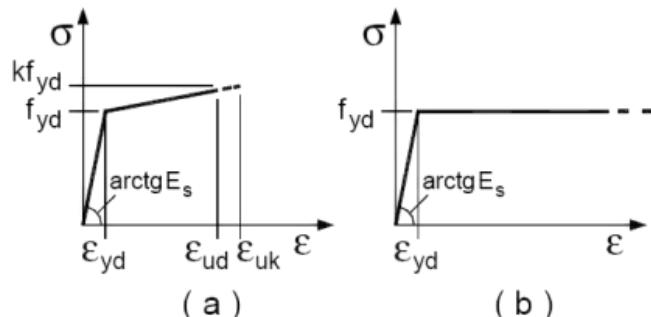
Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

I valori di deformazione assunti sono:

$$e_{c2} = 0,0020;$$

$$e_{\text{cpl}} = 0.0035,$$

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 tipo (b) rappresentato nella figura sulla destra. La resistenza di calcolo è data da  $f_{yk}/g_s$ . Il coefficiente di sicurezza  $g_s$  si assume pari a 1,15.



## 4. TERRENO DI FONDAZIONE



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

$$\frac{c = \left[ \frac{(B+b)}{2 \cdot B} \right]^2}{c = \left( \frac{L/B + 0,5}{1,5 \cdot L/B} \right) \cdot \frac{b}{B}}$$

per terreni incoerenti

per terreni coerenti

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.

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		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
001	S	Platea	Autorimes sa > 30kN	*vedi le relative tabelle dei carichi	-	Sottofondo e pavimento	2'000	Carico da neve	881	0

LEGENDA:

- N<sub>id</sub>** Numero identificativo dell'analisi di carico.  
**T. C.** Identificativo del tipo di carico: [S] = Superficiale - [L] = Lineare - [C] = Concentrato.  
**PP, PNS,** Valori, rispettivamente, del Peso Proprio, del Sovraccarico Permanente NON strutturale, del  
**SA** 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/m<sup>2</sup>] per carichi Superficiali, [N/m] per carichi Lineari, [N] per carichi Concentrati.

## 6. 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.

### 6.1. 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:

$$g_{G1} \cdot G_1 + g_{G2} \cdot G_2 + g_p \cdot P + g_{Q1} \cdot Q_{K1} + g_{Q2} \cdot Q_{K2} + g_{Q3} \cdot Q_{K3} + \dots \quad (1)$$

dove:

- G<sub>1</sub> 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<sub>2</sub> 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;



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;

$g_g, g_q, g_p$  coefficienti parziali come definiti nella Tab. 2.6.I del D.M. 2018;

$\gamma_{oi}$  sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le **28 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”.

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.

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.

## 6.2. 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
$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + Q_{k1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{oi} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \gamma_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{2i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \sum_{i \geq 1} \gamma_{2i} \cdot Q_{ki}$

dove:

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

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

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

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

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

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

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

Ai coefficienti  $\gamma_{oi}$ ,  $\gamma_{1i}$ ,  $\gamma_{2i}$  sono attribuiti i seguenti valori:



Azione	$y_{0i}$	$y_{1i}$	$y_{2i}$
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 $\leq 30 \text{ kN}$ )	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30 \text{ kN}$ )	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 $\leq 1000 \text{ m s.l.m.}$ )	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000 \text{ m s.l.m.}$ )	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 riportati i coefficienti relativi alle combinazioni di calcolo generate relativamente alle combinazioni di azioni “Quasi Permanente” (1), “Frequente” (2) e “Rara” (2).

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. CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

### 7.1. DENOMINAZIONE

Nome del Software	<b>EdiLus</b>
Versione	usbIM(b) [64bit]
Caratteristiche del Software	Software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows
Numero di serie	85051266
Intestatario Licenza	BUTTICE' ing. CARLO
Produzione e Distribuzione	<b>ACCA software S.p.A.</b> Contrada Rosole 13 83043 BAGNOLI IRPINO (AV) - Italy Tel. 0827/69504 r.a. - Fax 0827/601235 e-mail: info@acca.it - Internet: www.acca.it

### 7.2. 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.

Aposite 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.

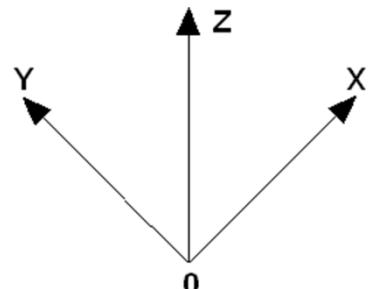
Tutti i risultati del calcolo sono forniti, oltre che in formato numerico, anche in formato grafico permettendo così di evidenziare agevolmente eventuali incongruenze.

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.

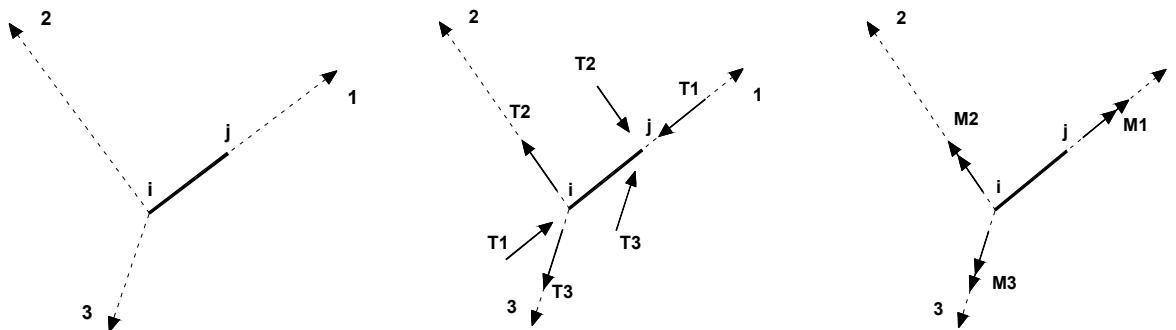
### 7.3. SISTEMI DI RIFERIMENTO

#### 7.3.1. 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).



#### 7.3.2. 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:

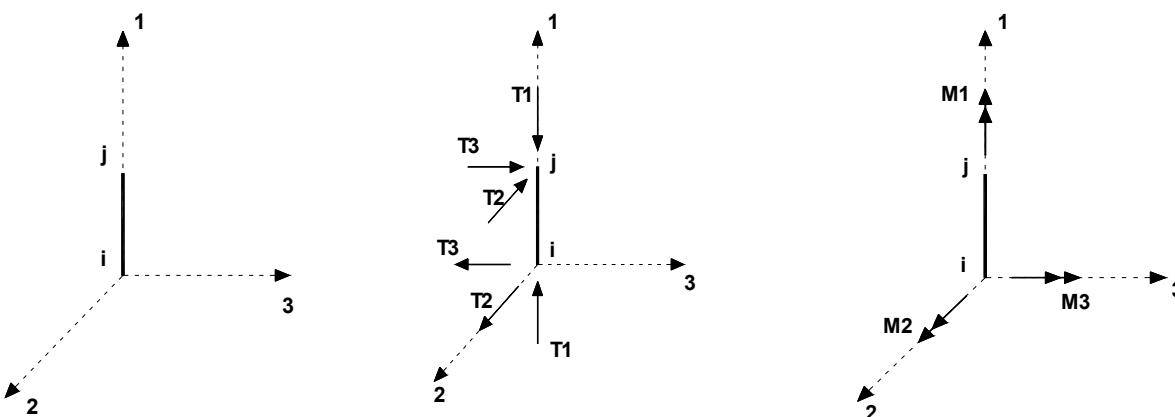
Sollecitazione di Trazione o Compressione  $T_1$  (agente nella direzione i-j);

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;

Sollecitazioni che inducono flessione nei piani 1-3 e 1-2 ( $M_2$  e  $M_3$ );

Sollecitazione torcente  $M_1$ .

### 7.3.3. 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 concorde 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.

#### 7.3.4. 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 concorde 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.

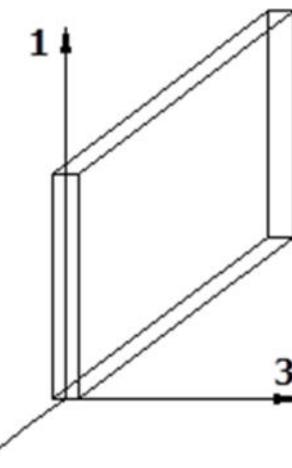
Il software EdiLus provvede ad omogeneizzare tutti i valori riferendoli alla terna 1-2-3. Tale operazione consente, in fase di input, di ridurre al minimo gli errori dovuti alla complessità d'immissione dei dati stessi ed allo stesso tempo di restituire all'utente dei risultati facilmente interpretabili.

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.

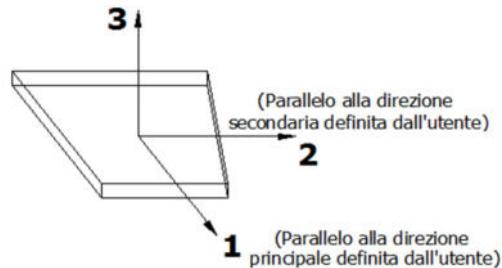




### 7.3.5. Riferimento locale per solette e platee

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.



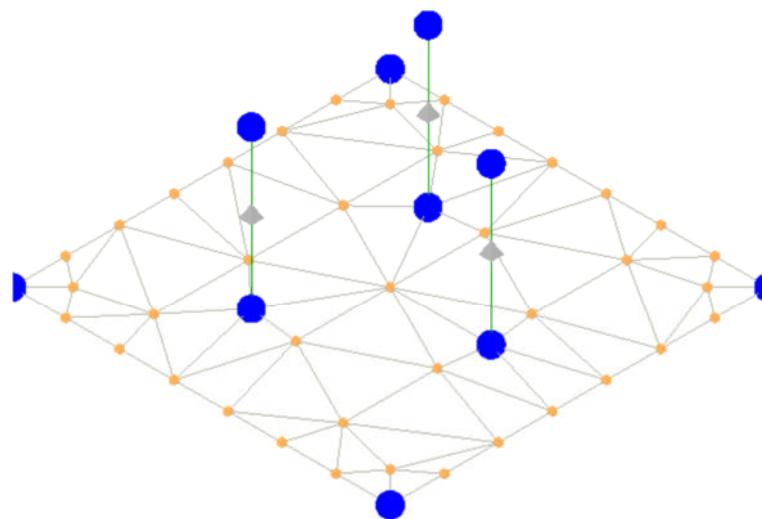
### 7.4. MODELLO DI CALCOLO

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

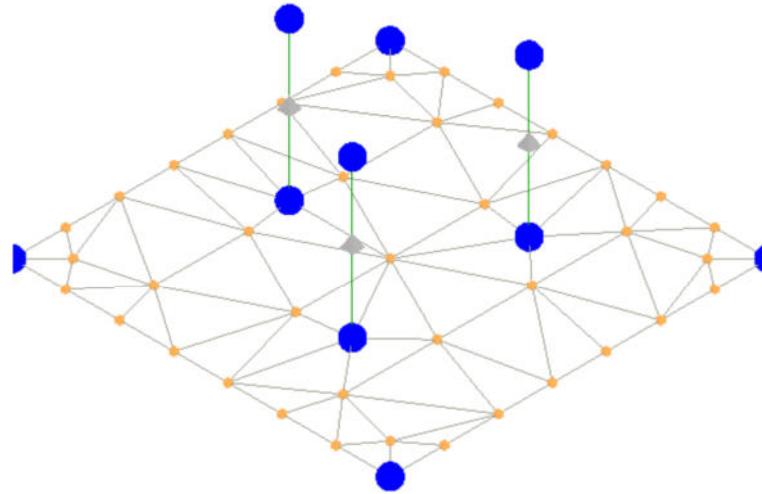
Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare velocemente ed univocamente ciascun elemento nei “Tabulati di calcolo”.

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

**Vista Anteriore**



**Vista Posteriore**



Le aste in c.a., in acciaio, sia travi che pilastri, sono 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 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.

La modellazione del materiale degli elementi in c.a., acciaio e legno segue la classica teoria dell'elasticità lineare; per cui il materiale è caratterizzato oltre che dal peso specifico, da un modulo elastico (E) e un modulo tagliante (G).

La possibile fessurazione degli elementi in c.a. è stata tenuta in conto nel modello considerando un opportuno decremento del modulo di elasticità e del modulo di taglio, nei limiti di quanto previsto dalla normativa vigente per ciascuno stato limite.

Gli eventuali elementi di **fondazione** (travi, platee, plinti, plinti su pali e pali) sono modellati assumendo un comportamento elastico-lineare sia a trazione che a compressione.

## 8. 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.

### 8.1. VERIFICHE DI RESISTENZA

#### 8.1.1. 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  $\alpha$  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<sub>x</sub>, 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.

Per le strutture, o parti di strutture, progettate con comportamento strutturale **non dissipativo**, come il caso in esame, la capacità delle membrature soggette a flessione o pressoflessione è stato calcolato, a livello di sezione, al raggiungimento della curvatura f'<sub>yd</sub> di cui al § 4.1.2.3.4.2 del DM 2018, a cui corrisponde il momento resistente massimo della sezione in campo sostanzialmente elastico.

Nei “Tabulati di calcolo”, per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riporta la terna M<sub>x</sub>, M<sub>y</sub>, N, o la coppia M<sub>x</sub>, N che ha dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

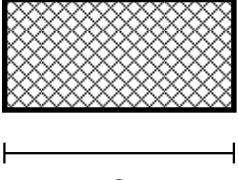
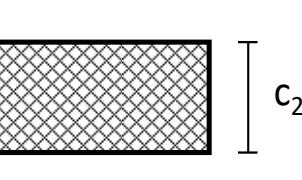
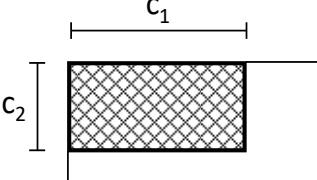
Una volta semiprogettate le armature allo SLU, si procede alla verifica delle sezioni allo Stato Limite di Esercizio con le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti; se necessario, le armature vengono integrate per far rientrare le tensioni entro i massimi valori previsti. Successivamente 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.

#### 8.1.1.1. 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<sub>0</sub>) 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
$u_0 = 2(c_1 + c_2)$	$u_0 = c_2 + 3d \leq c_2 + 2c_1$	$u_0 = 3d \leq c_1 + c_2$
		

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<sub>y</sub> e d<sub>z</sub>):

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

dove:



$$d_y = h - c - \frac{\Phi_y}{2}$$

è l'altezza utile lungo y;

$$d_z = h - c - \Phi_y - \frac{\Phi_z}{2}$$

è l'altezza utile lungo z;

c è il coprifero, ovvero il ricoprimento delle armature;

$\Phi_y$  e  $\Phi_z$  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):

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

dove:

$\beta$  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	$\beta$
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
$u_1 = 2 \cdot (c_1 + c_2) + 4 \cdot p \cdot d$	$u_1 = c_2 + 2 \cdot c_1 + 2 \cdot p \cdot d$	$u_1 = c_1 + c_2 + p \cdot d$

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):

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

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);

$$\sigma_{cy} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}} \quad \sigma_{cz} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}} ;$$

$$\nu_{min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2} [MPa]$$

### 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:

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

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:

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

a è l’angolo di inclinazione dell’armatura a punzonamento con l’orizzontale.

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

*cuciture verticali* (pioli o perni tipo “stud”): in questo caso, trattandosi di armature verticali, sarà possibile assumere  $a = 90^\circ$ ;

*ferri piegati*: in questo caso, la piegatura potrà avvenire con un angolo a compreso tra  $30^\circ$  e  $45^\circ$  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:

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

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

*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  $u_{out}$ ;

*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  $u_1$ .

#### 8.1.1.2. Fondazioni superficiali

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

#### 8.1.2. Elementi in Acciaio

Per quanto concerne la verifica degli elementi in **acciaio**, le verifiche effettuate per ogni elemento dipendono dalla funzione dell'elemento nella struttura. Ad esempio, elementi con prevalente comportamento assiale (controventi o appartenenti a travature reticolari) sono verificate a trazione e/o compressione; elementi con funzioni portanti nei confronti dei carichi verticali sono verificati a Pressoflessione retta e Taglio; elementi con funzioni resistenti nei confronti di azioni orizzontali sono verificati a pressoflessione deviata e taglio oppure a sforzo normale se hanno la funzione di controventi.

Le verifiche allo SLU sono effettuate sempre controllando il soddisfacimento della relazione:

$$R_d^3 S_d$$

dove  $R_d$  è la resistenza calcolata come rapporto tra  $R_k$  (resistenza caratteristica del materiale) e  $g$  (coefficiente di sicurezza), mentre  $S_d$  è la generica sollecitazione di progetto calcolata considerando tutte le Combinazioni di Carico per lo Stato Limite esaminato.

La resistenza viene determinata, in funzione della Classe di appartenenza della Sezione metallica, col metodo Elastico o Plastico (vedi §4.2.3.2 del D.M. 2018).

Viene portato in conto l'indebolimento causato dall'eventuale presenza di fori.

Le verifiche effettuate sono quelle previste al §4.2.4.1.2 D.M. 2018 ed in particolare:

Verifiche di Trazione

Verifiche di Compressione

Verifiche di Flessione Monoassiale

Verifiche di Taglio (considerando l'influenza della Torsione) assiale e biassiale.



Verifiche per contemporanea presenza di Flessione e Taglio

Verifiche per PressoFlessione retta e biassiale

Nei *“Tabulati di calcolo”*, per ogni tipo di Verifica e per ogni elemento interessato dalla Verifica, sono riportati i valori delle resistenze e delle sollecitazioni che hanno dato il minimo coefficiente di sicurezza, calcolato generalmente come:

$$CS = R_d/S_d.$$

#### 8.1.2.1. Verifiche di Instabilità

Per tutti gli elementi strutturali sono state condotte verifiche di stabilità delle membrature secondo le indicazioni del §4.2.4.1.3 del D.M. 2018; in particolare sono state effettuate le seguenti verifiche:

Verifiche di stabilità per compressione semplice, con controllo della snellezza.

Verifiche di stabilità per elementi inflessi.

Verifiche di stabilità per elementi inflessi e compresi.

Le verifiche sono effettuate considerando la possibilità di instabilizzazione flessotorsionale.

Nei *“Tabulati di calcolo”*, per ogni tipo di verifica e per ogni elemento strutturale, sono riportati i risultati di tali verifiche.

#### 8.1.2.2. Verifiche di Deformabilità

Sono state condotte le verifiche definite al §4.2.4.2 del D.M. 2018 e in particolare si citano:

Verifiche agli spostamenti verticali per i singoli elementi (§4.2.4.2.1 D.M. 2018).

Verifiche agli spostamenti laterali per i singoli elementi (§4.2.4.2.2 D.M. 2018).

Verifiche agli spostamenti per il piano e per l'edificio (§4.2.4.2.2 D.M. 2018).

I relativi risultati sono riportati nei *“Tabulati di calcolo”*.

---

## 8.2. 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.

### 8.2.1. 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:

$$\begin{aligned} A_s &\geq A_{s,\min} = \max \left\{ 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d; 0,0013 b_t d \right\} & [\text{TR-C4-A}] \\ \max \{A_s; A'_s\} &\leq A_{s,\max} = 0,04 A_c & [\text{TR-C4-B}] \\ A_{st} &\geq A_{st,\min} = 1,5 b mm^2 / m & [\text{TR-C4-C}] \\ p_{st} &\geq p_{st,\min} = \min \{33,3 cm; 0,8 d\} & [\text{TR-C4-D}] \\ A_{st} &\geq 0,5 A_{sw} & [\text{TR-C4-E}] \\ p_{st} &\geq 15 \Phi & [\text{TR-C4-F}] \end{aligned}$$

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  $\Phi$  è il diametro delle armature longitudinali compresse.

### 8.2.2. 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:

$$\Phi_l \geq \Phi_{l,min} = 12 \text{ mm} \quad [\text{PL-C4-A}]$$

$$i \leq i_{max} = 300 \text{ mm} \quad [\text{PL-C4-B}]$$

$$A_{sl} \geq A_{sl,min} = \max \left\{ 0,10 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}, 0,003 A_c \right\} \quad [\text{PL-C4-C}]$$

$$p_{st} \leq p_{st,max} = \min \{ 12\Phi_l, 250 \text{ mm} \} \quad [\text{PL-C4-D}]$$

$$\Phi_{st} \geq \Phi_{st,min} = \max \left\{ 6 \text{ mm}; \frac{\Phi_{l,max}}{4} \right\} \quad [\text{PL-C4-E}]$$

$$A_{sl} \leq A_{sl,max} = 0,04 A_c \quad [\text{PL-C4-F}]$$

dove:

$\Phi_l$  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;

$\Phi_{st}$  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.

### 8.2.3. 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).

Le 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.

## 9. PROGETTO E VERIFICA DEI COLLEGAMENTI

### 9.1. COLLEGAMENTI IN ACCIAIO

Sono state verificate le seguenti tipologie di Collegamenti in acciaio:

Ripristino; Ripristino flangiato.

Trave-Colonna flangiato; Trave-Colonna squadretta.

Colonna-Trave flangiato; Colonna-Trave squadretta; Colonna-Fondazione.

Asta con elemento in c.a.; Asta principale-Asta secondaria; Asta reticolare.

Per ogni collegamento sono state ricavate le massime sollecitazioni agenti sugli elementi componenti (Bulloni, Tirafondi, Piastre, Costole e Cordoni di Saldatura) considerando appropriati modelli di calcolo e quindi sono state effettuate le relative verifiche. In particolare:

Per i bulloni sono state effettuate verifiche a Taglio e Trazione sia per la singola sollecitazione che per presenza contemporanea di tali sollecitazioni.

Per le piastre sono state effettuate verifiche a Rifollamento, a Flessione con la presenza eventuale di costole, a Punzonamento e alle Tensioni nel piano della piastra.

Per le costole è stata effettuata la verifica controllando la tensione ideale massima calcolata considerando le tensioni parallele e ortogonali al piano della costola.

Per i cordoni di saldatura è stata effettuata la verifica controllando la tensione ideale massima calcolata considerando le tensioni tangenziali parallele e ortogonali alla lunghezza del cordone e la tensione normale ortogonale alla lunghezza.

Per i tirafondi sono state effettuate verifiche a sfilamento per trazione.

Per le piastre d'attacco con le fondazioni e gli elementi in c.a. è stata effettuata la verifica del calcestruzzo di base.

Le saldature, ai sensi di quanto previsto al § 4.2.8.2 del D.M. 2018, sono state realizzate della tipologia a completa o parziale penetrazione, oppure a cordoni d'angolo, in funzione dell'angolo formato tra le parti collegate. In particolare, per angoli tra le parti collegate compresi tra 60° e 120°, le UNI EN 1993-1-8 consigliano la tipologia a cordoni d'angolo (punto 4.3.2.1(1)).

Nei tabulati, per ogni collegamento presente nella struttura, sono riportate le indicazioni geometriche e le relative verifiche.