



MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E  
DEI TRASPORTI



E.N.A.C.  
ENTE NAZIONALE per L'AVIAZIONE  
CIVILE

Committente Principale



AEROPORTO INTERNAZIONALE DI FIRENZE - "AMERIGO VESPUCCI"

Opera

PROJECT REVIEW - PIANO DI SVILUPPO AEROPORTUALE AL 2035

Titolo Documento Completo

VBT1—ELABORATI GENERALI E SPECIALISTICI OPERE CIVILI  
Relazione di calcolo Scatolare e Muri andatori  
Opere definitive

Livello di Progetto

SCHEDE DI APPROFONDIMENTO PROGETTUALE A LIVELLO MINIMO DI PROGETTO DI  
FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA

LIV	REV	DATA EMISSIONE	SCALA	CODICE FILE COMPLETO
PSA	01	MARZO 2024	—	FLR—MPL—PSA—VBT1—009—OC—RC
				TITOLO RIDOTTO
				Rel Calc Scat Oper Def

01	03/24	EMISSIONE PER PROCEDURA VIA-VAS	TAE , SITECO	A. BURCHI	L. TENERANI
00	10/22	EMISSIONE PER DIBATTITO PUBBLICO	TAE , SITECO	D. VESTRINI	L.TENERANI
REV	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

COMMITTENTE PRINCIPALE	GRUPPO DI PROGETTAZIONE	SUPPORTI SPECIALISTICI
 <b>ACCOUNTABLE MANAGER</b> Dott. Vittorio Fanti	 <b>DIRETTORE TECNICO</b> Ing. Lorenzo Tenerani Ordine degli Ingegneri di Massa Carrara n°631	<b>PROGETTAZIONE SPECIALISTICA</b>  Ing. Lorenzo Tenerani Ordine degli Ingegneri di Massa Carrara n°631
<b>POST HOLDER PROGETTAZIONE</b> Ing. Lorenzo Tenerani	<b>RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE</b> Ing. Lorenzo Tenerani Ordine degli Ingegneri di Massa Carrara n°631	<b>SUPPORTO SPECIALISTICO</b>  <b>Ing. Andrea Burchi</b>
<b>POST HOLDER MANUTENZIONE</b> Ing. Nicola D'Ippolito		
<b>POST HOLDER AREA DI MOVIMENTO</b> Geom. Luca Ermini		



## NUOVO AEROPORTO AMERIGO VESPUCCI DI FIRENZE

Opere di viabilità del master plan Aeroportuale al 2035

### PROGETTO DI FATTIBILITA'

### GALLERIA ARTIFICIALE SOTTO LA PISTA E MURI AD "U"

#### Relazione di calcolo in opere definitive

DATA	CODICE RELAZIONE		REV.
21/02/2024	FLR MPL PSA	VBT 009 OC RC	0

AGGIORNAMENTI					
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO
0	Prima Emissione	21/02/2024	A. Frascari	M. Borsa	A. Burchi

## INDICE

<b>+1</b>	<b>INTRODUZIONE</b> .....	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>DOCUMENTI DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>5</b>
<b>2.1</b>	<b>Elaborati grafici associati alla presente relazione tecnica</b> .....	<b>5</b>
<b>2.2</b>	<b>normative</b> .....	<b>7</b>
2.2.1	Norme relative al calcolo strutturale, geotecnico e sismico .....	7
2.2.2	Norme relative ai materiali strutturali .....	8
2.2.3	Norme relative alla resistenza al fuoco delle strutture .....	8
2.2.4	Altre norme/direttive di carattere specifico .....	8
2.2.5	Raccomandazioni e standard specifici per il calcolo geotecnico.....	9
<b>2.3</b>	<b>Riferimenti bibliografici</b> .....	<b>9</b>
2.3.1	RIFERIMENTI PER CALCOLO STRUTTURALE.....	9
2.3.2	RIFERIMENTI PER CALCOLO SISMICO .....	10
2.3.3	RIFERIMENTI PER CALCOLO GEOTECNICO.....	10
<b>3</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI</b> .....	<b>11</b>
<b>4</b>	<b>INQUADRAMENTO GEOLOGICO</b> .....	<b>13</b>
<b>5</b>	<b>ESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI IN PROGETTO</b> .....	<b>14</b>
<b>5.1</b>	<b>Sezioni tipologiche in artificiale</b> .....	<b>14</b>
5.1.1	Sezione TIPO 1 .....	14
5.1.2	Sezione TIPO 2 .....	15
5.1.3	Sezione TIPO 3 .....	16
5.1.4	Sezione TIPO 4 .....	17
<b>6</b>	<b>SCENARI DI RIFERIMENTO PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE, REQUISITI PRESTAZIONALI E CONDIZIONI DI CALCOLO</b> .....	<b>19</b>
<b>6.1</b>	<b>Combinazioni di carichi e requisiti normativi</b> .....	<b>19</b>
<b>6.2</b>	<b>Caratterizzazione delle strutture e condizioni sismiche</b> .....	<b>20</b>
6.2.1	Considerazioni generali.....	20
6.2.2	Accelerazione massima al suolo .....	20
6.2.3	Comportamento sismico .....	22
<b>6.3</b>	<b>Criteri di verifica</b> .....	<b>24</b>
6.3.1	Durabilità delle opere .....	24
6.3.2	Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) sezioni in c.a. ....	24
6.3.3	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio sezioni in c.a. ....	25

<b>7</b>	<b>ANALISI E VERIFICHE DELLE STRUTTURE INTERNE .....</b>	<b>27</b>
7.1	Modellazione di calcolo .....	27
7.2	Metodologia d'intervento e fasi operative .....	29
7.3	Analisi dei carichi .....	30
7.3.1	Pesi propri e permanenti portati .....	30
7.3.2	Spinte delle terre e dell'acqua di falda .....	31
7.3.3	Carichi mobili e altri sovraccarichi variabili antropici .....	31
7.3.4	Azioni sismiche .....	47
7.4	Sollecitazioni sugli elementi strutturali .....	48
7.4.1	Riepilogo delle Condizioni Elementari di carico (CCE) .....	48
7.4.2	Combinazioni di carico .....	48
7.5	Sollecitazioni ottenute nei modelli di calcolo analizzati .....	48
7.5.1	Modello 1: sollecitazioni sulla copertura sezione TIPO 1 e 2 .....	48
7.5.2	Modello 2: sollecitazioni strutture interne sezione TIPO 1 .....	49
7.5.3	Modello 3: sollecitazioni strutture interne sezione TIPO 2 .....	51
7.5.4	Modello 4: sollecitazioni strutture interne sezione TIPO 3 .....	53
7.5.5	Modello 5: sollecitazioni strutture interne sezione TIPO 4 .....	54
7.6	Verifiche strutturali .....	56
7.6.1	Verifica degli elementi del "Modello 2" .....	56
7.6.2	Verifica degli elementi del "Modello 3" .....	65
7.6.3	Verifica degli elementi del "Modello 4" .....	78
7.6.4	Verifica degli elementi del "Modello 5" .....	87
<b>8</b>	<b>ALLEGATO B – VERIFICA COPERTURA .....</b>	<b>96</b>
<b>10</b>	<b>ALLEGATO A – COMBINAZIONI DI CARICO DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE ...</b>	<b>115</b>

## 1 INTRODUZIONE

La presente relazione è inquadrata nell'ambito dell'incarico di progettazione della viabilità esterna al nuovo Masterplan dell'Aeroporto "Amerigo Vespucci" di Firenze ed in particolare si occupa della progettazione della nuova galleria artificiale che passa sotto la nuova pista di volo.

Il progetto comprende la variante alla viabilità locale, che collega Sesto Fiorentino con Osmannoro, interessata dalla realizzazione della nuova pista dell'Aeroporto Internazionale "Amerigo Vespucci" di Firenze, delle sue opere accessorie e di quelle di compensazione. La realizzazione di tale viabilità ricade fra le opere previste nel Master Plan al 2035 del nuovo aeroporto.

La nuova pista aeroportuale interrompe la Via dell'Osmannoro e il Fosso Reale, che attualmente corre parallelo a Via dell'Osmannoro, per il tratto a Nord dell'Autostrada A11 Firenze-Mare, per poi deviare verso Ovest a sud di essa. La risoluzione di tale interferenza richiede la realizzazione di una nuova viabilità ed una serie di opere d'arte per gli attraversamenti idraulici.

L'intervento in progetto ricade per la maggior parte nel territorio del Comune di Sesto Fiorentino e, per una piccola porzione, nel territorio del Comune di Firenze, come è mostrato in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

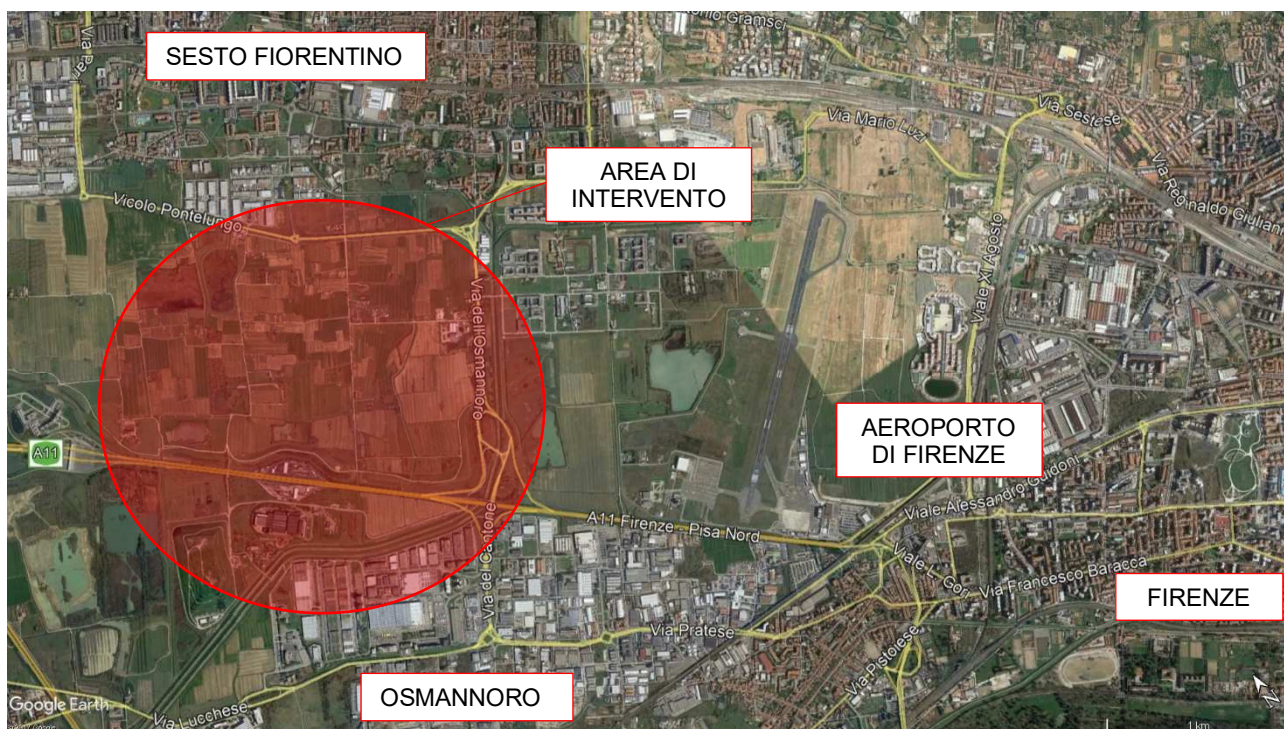


Figura 1-1: Ubicazione del sito in progetto su immagine satellitare GoogleEarth®

Scopo della presente relazione è illustrare la disamina della soluzione di Progetto Esecutivo di riferimento in relazione al dimensionamento della Galleria Artificiale di Linea e i muri di contenimento, i criteri progettuali adottati, le analisi numeriche e verifiche strutturali a supporto della validazione della stessa e delle modifiche introdotte nell'ambito dell'incarico assegnato alla Scrivente.

Nei capitoli che seguono, dopo un inquadramento generale delle opere, si riportano i criteri di verifica adottati ed i relativi tabulati di calcolo relativi alla fase di esercizio delle strutture.

Per quanto riguarda le verifiche della condizione durante la fase di costruzione si rimanda alla relazione dedicata.

Il presente documento costituisce la Relazione tecnica di calcolo delle opere provvisorie parte integrante della Project Review del Piano di Sviluppo Aeroportuale (o Masterplan) al 2035 dell'aeroporto di Firenze, qui sviluppata e dettagliata ad un livello tecnico ritenuto congruo con le finalità della presente fase procedurale, comunque non inferiore a quello del progetto di fattibilità tecnica ed economica di cui all'art. 41 del D. Lgs. n. 36/2023.

Il citato approfondimento tecnico viene previsto ad integrazione della Sezione Generale della Project Review del Piano di Sviluppo Aeroportuale al 2035, predisposta in aderenza alle normative e/o regolamenti specifici del settore aeronautico, rispetto alla quale si pone l'obiettivo di elaborare ulteriori elementi tecnici di studio, dettaglio, analisi e progettazione, ritenuti necessari ai fini del compiuto espletamento dei procedimenti amministrativi (di compatibilità ambientale e di autorizzazione) ai quali risulta per legge assoggettato lo strumento del Piano di Sviluppo Aeroportuale, così integrato in modo da rafforzarne la valenza e la funzione progettuale, strettamente interconnessa con quella pianificatoria e programmatica di investimento.

Le informazioni di seguito riportate vanno, pertanto, analizzate in stretta correlazione rispetto ai più ampi ed estesi aspetti tecnico-economici trattati all'interno dei documenti afferenti alla Sezione Generale del Masterplan, con i quali esse si relazionano secondo un processo capillare di progressivo approfondimento e dettaglio, ritenuto utile per una più completa, consapevole e piena visione dell'insieme delle previsioni di trasformazione dello scalo aeroportuale e delle aree circostanti, e per una più esauriente analisi e comprensione della Project Review del Piano di Sviluppo Aeroportuale.

La citata Project Review costituisce la nuova formulazione tecnica delle previsioni progettuali e di investimento che ENAC prevede di attuare, nel medio-lungo periodo (orizzonte 2035, coerente con quello del Piano Nazionale degli Aeroporti in fase di aggiornamento), relativamente all'infrastruttura aeroportuale di Firenze, redatta dal Gestore aeroportuale di intesa con l'Ente regolatore in attuazione degli obblighi di miglioramento, ottimizzazione e sviluppo dell'aeroporto insiti nel contratto di concessione che lega lo stesso Gestore alle Istituzioni dello Stato (Ministero delle Infrastrutture e ENAC) per la gestione totale dell'infrastruttura aeroportuale (bene dello Stato). Ne consegue che l'insieme documentale di cui la presente relazione costituisce parte integrante deve essere visto e analizzato nella propria autonomia e indipendenza sostanziale, per quanto inevitabilmente consequenziale rispetto al precedente Masterplan 2014-2029 col quale risultano ancora sussistenti più elementi di dialogo che, tuttavia, ci si pone l'obiettivo di non assurgere a valenza prodromica e a funzionalità necessaria per una completa illustrazione, definizione e comprensione del nuovo Piano di Sviluppo Aeroportuale 2035.

Si auspica, infine, di aver esaurientemente e correttamente tradotto e trasferito, all'interno della documentazione di cui al nuovo Masterplan 2035, quel prezioso bagaglio di esperienza e quell'insieme di utili risultanze derivanti dal dialogo costruttivo e dialettico che, nell'ultimo decennio, ha visto in più momenti la partecipazione di ENAC, del Gestore aeroportuale, degli Enti/Amministrazioni interessati, delle Istituzioni nazionali e regionali, dei vari stakeholders e della cittadinanza attiva intorno ai temi relativi al trasporto aereo, alla multimodalità della mobilità, al ruolo della rete aeroportuale territoriale toscana e al futuro dello scalo aeroportuale di Firenze, che ENAC vede sempre più strategico, integrato e funzionale alla rete nazionale ed europea dei trasporti.

## 2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

### 2.1 ELABORATI GRAFICI ASSOCIATI ALLA PRESENTE RELAZIONE TECNICA

<b>VB T9 - SOTTOPASSO RWY 11-29</b>		
FLR-MPL-PSA-VBT9-001-OC-PL	Plan Sez Sot	Planimetria, sezione trasversale prospetto
FLR-MPL-PSA-VBT9-002-OC-PL	Plan Trac 1	Planimetria tracciamento tav. 1-4
FLR-MPL-PSA-VBT9-003-OC-PL	Plan Trac 2	Planimetria tracciamento tav. 2-4
FLR-MPL-PSA-VBT9-004-OC-PL	Plan Trac 3	Planimetria tracciamento tav. 3-4
FLR-MPL-PSA-VBT9-005-OC-PL	Plan Trac 4	Planimetria tracciamento tav. 4-4
FLR-MPL-PSA-VBT9-018-OC-PF	Prof Long Par int 1	Profilo longitudinale paramento interno tav. 1-4
FLR-MPL-PSA-VBT9-019-OC-PF	Prof Long Par int 2	Profilo longitudinale paramento interno tav. 2-4
FLR-MPL-PSA-VBT9-020-OC-PF	Prof Long Par int 3	Profilo longitudinale paramento interno tav. 3-4
FLR-MPL-PSA-VBT9-021-OC-PF	Prof Long Par int 4	Profilo longitudinale paramento interno tav. 4-4
FLR-MPL-PSA-VBT9-022-ST-DE	Carp Sez Sot 1	Carpenteria Sezione tipo sottopasso tav. 1-6
FLR-MPL-PSA-VBT9-023-ST-DE	Carp Sez Sot 2	Carpenteria Sezione tipo sottopasso tav. 2-6

**VB T9 - SOTTOPASSO RWY 11-29**

FLR-MPL-PSA-VBT9-024-ST-DE	Carp Sez Sot 3	Carpenteria Sezione tipo sottopasso tav. 3-6
FLR-MPL-PSA-VBT9-025-ST-DE	Carp Sez Sot 4	Carpenteria Sezione tipo sottopasso tav. 4-6
FLR-MPL-PSA-VBT9-026-ST-DE	Carp Sez Sot 5	Carpenteria Sezione tipo sottopasso tav. 5-6
FLR-MPL-PSA-VBT9-027-ST-DE	Carp Sez Sot 6	Carpenteria Sezione tipo sottopasso tav. 6-6
FLR-MPL-PSA-VBT9-028-ST-DE	Car Sez Vas	Carpenteria e sezioni Vasca di raccolta acque di piattaforma
FLR-MPL-PSA-VBT9-031-IR-SD	Int Gest Risc Idr	Interventi di gestione del rischio idraulico sottopasso stradale



## 2.2 NORMATIVE

Gli studi esposti nella presente relazione sono stati effettuati nel rispetto della Normativa in vigore e le si devono intendere nell'anno di cogenza. Si riportano le principali normative di riferimento:

### 2.2.1 Norme relative al calcolo strutturale, geotecnico e sismico

- D.M. 17 gennaio 2018 “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni”;
- C.M. 21 febbraio 2019 “Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (Gazzetta ufficiale 11/02/2019 n. 35)”;

#### Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale

- UNI EN 1990:2006 “Criteri generali di progettazione strutturale”;

#### Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture

- UNI EN 1991-1-1:2004 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici
- UNI EN 1991-1-2:2004 Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco
- UNI EN 1991-1-3:2015 Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve
- UNI EN 1991-1-4:2010 Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento
- UNI EN 1991-1-5:2004 Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche
- UNI EN 1991-1-6:2005 Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione
- UNI EN 1991-1-7:2014 Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali
- UNI EN 1991-2:2005 Parte 2: Carichi da traffico sui ponti
- UNI EN 1991-3:2006 Parte 3: Azioni indotte da gru e da macchinari

#### Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo

- UNI EN 1992-1-1:2015 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1992-2:2006 Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi

#### Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio

- UNI EN 1993-1-1:2014 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1993-1-5:2017 Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra
- UNI EN 1993-1-8:2005 Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti
- UNI EN 1993-1-9:2005 Parte 1-9: Fatica
- UNI EN 1993-2:2007 Parte 2: Ponti di acciaio
- UNI EN 1993-5:2007 Parte 5: Pali e palancole

#### Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica

- UNI EN 1997-1:2013 Parte 1: Regole generali
- UNI EN 1997-2:2007 Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo

#### Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

- UNI EN 1998-1:2016 Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
- UNI EN 1998-2:2011 Parte 2: Ponti

- UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici

### 2.2.2 Norme relative ai materiali strutturali

- UNI EN 206-1:2016 «Calcestruzzo, Parte 1 Specificazione, prestazione, produzione e conformità»;
- UNI 11104:2017 «Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della UNI EN 206-1»;
- UNI EN 197-1-2011 «Cemento: Parte 1 - Composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni»;
- UNI EN 10025-1:2005 «Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali», Parte 1 «Condizioni tecniche generali di fornitura»;
- UNI EN 10025-2:2005 «Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali», Parte 2 «Condizioni tecniche di fornitura di acciai non legati per impieghi strutturali».

### 2.2.3 Norme relative alla resistenza al fuoco delle strutture

- UNI EN 1992-1-2:2019 «Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio».
- UNI EN 1993-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
- UNI EN 1994-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
- UNI EN 1996-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
- UNI 9503:2007 «Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi di acciaio».
- D.M. del 16 febbraio 2007 «Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione».

### 2.2.4 Altre norme/direttive di carattere specifico

- D.M. 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" e successive istruzioni (superato dalla normativa DM17/1/2018 e circolare esplicativa);
- Legge Quadro in materia di Lavori Pubblici 11 febbraio 1994 n. 109 e s.m.i.;
- D.P.R. 21 dicembre 1999 n. 554 "Regolamento di Attuazione della legge quadro in materia di Lavori Pubblici 11 febbraio 1994 n. 109 e s.m.i.";
- Legge 21 dicembre 2001, n. 443 "Delega al Governo in materia di infrastrutture ed insediamenti produttivi strategici ed altri interventi per il rilancio delle attività produttive" pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale n. 299 del 27 dicembre 2001, Suppl. Ordinario n.279;
- Dlgs 190/2002 - "Attuazione della legge 21 dicembre 2001, n. 443, per la realizzazione delle infrastrutture e degli insediamenti produttivi strategici e di interesse nazionale" pubblicato nella Gazzetta Ufficiale n. 199 del 26 agosto 2002 – Supplemento Ordinario n. 174;
- C.M.L.P. n. 2535 e applicazione delle norme 25/11/1962 n. 1684, legge 2 febbraio 1974 n. 64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";

- O.P.C.M. n. 2788 (12/06/1998) "Individuazione delle zone ad elevato rischio sismico del territorio nazionale";
- O.P.C.M. n. 3274 (20/03/2003) "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- D.L. 5 Febbraio 1997, N.22 – Attuazione delle direttive 91/156/CEE sui rifiuti, 91/689/CEE sui rifiuti pericolosi e 94/62/CE sugli imballaggi e sui rifiuti di imballaggio. (G.U. 15-2-1997, n.38-suppl) modificato ed integrato ai sensi del D.L. 8 Novembre 1997, N.389 (G.U. 8-11-1997, n.261);
- D. L. 5 Febbraio 1998 – Individuazione dei rifiuti non pericolosi sottoposti alle procedure semplificate di recupero ai sensi degli artt.31 e 33 del decreto legislativo 5 febbraio 1997, n.22 (G.U. 16-4-1998, n.88 – suppl.).
- Manuale RFI di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II - SEZIONI 2 - PONTI e STRUTTURE (RFI DTC\_SI\_PS\_MA\_IFS\_001\_C)

## 2.2.5 Raccomandazioni e standard specifici per il calcolo geotecnico

- AGI giugno 1975 «Raccomandazioni nella programmazione delle indagini geotecniche».
- Raccomandazioni AICAP maggio 1993 «Ancoraggi nei terreni e nelle rocce».
- Reccomandations T.A. 95 Comité Français de la Mécanique des Sol et des Travaux de Fondations «Tirants d'ancrage – Reccomandations concernant la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle».
- AGI dicembre 1984 «Raccomandazioni sui pali di fondazione».
- EN 12715 «Execution of special geotechnical works - grouting».
- EN 12716 «Execution of special geotechnical works – jet grouting».
- Raccomandazioni AFTES
- ACI Standard ACI/89 «Building code requirements for reinforced concrete».

## 2.3 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

### 2.3.1 RIFERIMENTI PER CALCOLO STRUTTURALE

- A.I.C.A.P. [2006] - "Guida all'uso dell'Eurocodice 2"
- ANTONIO MIGLIACCI, FRANCO MOLA [2003] - "Progetto agli stati limite delle strutture in c.a."
- CSI COMPUTER & STRUCTURE [2017] - "SAP 2000 user's manual"
- ERASMO VIOLA [1992] - "Scienza delle costruzioni"
- LUIGI SANTARELLA [1998] - "Il cemento armato: la tecnica e la statica"
- O. BELLUZZI [1996] - "Scienza delle costruzioni"
- PAOLO RUGALI [2008] - "Calcolo di strutture in acciaio; guida all'Eurocodice 3"
- P. POZZATI, C. CECCOLI [2000] - "Teoria e tecnica delle strutture"
- FIB, [2013] - "FIB MODEL CODE FOR CONCRETE STRUCTURES 2010"
- FIB [2011] - "Design examples for strut-and-tie models (bulletin n°61)"

- JRC, ECCS [2007] - “Commentary and worked examples to EN 1993-1-5
- G. BALLIO, F. MAZZOLANI [2015] - “Strutture in acciaio”

### 2.3.2 RIFERIMENTI PER CALCOLO SISMICO

- ANDRE’ PREUMONT, KAZUTO SETO [2008] - “Active control of structures”
- AMR S. ELNASHI, LUIGI DI SARNO [2008] - “Fundamental of earthquake engineering”
- C. CASAROTTI, R. PINHO, G.M. CALVI [2006] - “Adaptive pushover-based methods for seismic assessment and design of bridge structure”
- C.G. LAI, S. FOTI, M. ROTA [2009] – “Input sismico e stabilità geotecnica dei siti in costruzione”
- ERASMO VIOLA [2001] - “Fondamenti di dinamica e vibrazione delle strutture”
- IUSS PRESS, rivista quadrimestrale - “Progettazione sismica”
- M.J.N. PRIESTLEY, G.M. CALVI, M.J. KOWLASKY [2007] - “Displacement-based seismic design of structures”
- P.E. PINTO, R. GIANNINI, P. FRANCHIN [2004] - “seismic reliability analysis of structures”

### 2.3.3 RIFERIMENTI PER CALCOLO GEOTECNICO

- ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA [1984] - "Raccomandazioni sui pali di fondazione"
- BOWLES J.E. [1991] - "Fondazioni – Progetto e Analisi" - Editore McGraw-Hill
- CARLO CESTELLI GUIDI [1987] - “Geotecnica e tecnica delle fondazioni”
- LANCELLOTTA R. [1991] " Geotecnica" – Edizioni Zanichelli

### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Con riferimento ai materiali utilizzati nell'ambito del progetto, si riportano nel seguito le principali caratteristiche utilizzate nel dimensionamento strutturale.

- **Calcestruzzo**

Conglomerato cementizio magro

Classe di resistenza: C12/15

Classe di esposizione: X0

Classe di consistenza: –

Conglomerato cementizio per diaframmi e travi di coronamento

Classe di resistenza: C25/30

Modulo di deformazione:  $E_c = 31476 \text{ MPa}$

Resistenza caratteristica cubica:  $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$

Resistenza caratteristica cilindrica:  $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Peso per unità di volume:  $\gamma = 25 \text{ KN/mc}$

Classe di esposizione: XC2

Classe di consistenza: S4 – S5

Conglomerato cementizio getti di completamento e opere interne

Classe di resistenza: C32/40

Modulo di deformazione:  $E_c = 33345 \text{ MPa}$

Resistenza caratteristica cubica:  $R_{ck} = 40 \text{ MPa}$

Resistenza caratteristica cilindrica:  $f_{ck} = 32 \text{ MPa}$

Peso per unità di volume:  $\gamma = 25 \text{ KN/mc}$

Classe di esposizione: XC2

Classe di consistenza: S4 – S5

- **Copriferro**

I valori riportati per i copriferri sono comprensivi della tolleranza  $\Delta c_{dev} = 5 \text{ mm}$  e rappresentano la distanza minima tra la superficie esterna dell'armatura più prossima alla superficie del calcestruzzo e la superficie stessa del calcestruzzo.

Diaframmi  $c = 8,0 \text{ cm}$

Trave di coronamento  $c = 4,5 \text{ cm}$

Getti di completamento e strutture interne  $c = 4,0 \text{ cm}$

- **Acciaio di armatura**

Tipo: B450C

Modulo di deformazione:  $E_c = 210000 \text{ MPa}$

Resistenza a snervamento caratteristica:  $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$   
Resistenza a snervamento di progetto:  $f_{yd} = 391.3 \text{ MPa}$   
Peso per unità di volume:  $\gamma = 75 \text{ KN/mc}$

- **Acciaio per profilati**

Tipo: S355  
Tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$   
Resistenza a snervamento di progetto:  $f_{yd} = 338 \text{ MPa}$   
Peso per unità di volume:  $\gamma = 75 \text{ KN/mc}$

- **Impermeabilizzazione**

Teli in PVC per impermeabilizzazione

Spessore:  $2 \pm 0.5 \text{ mm}$   
Peso specifico:  $1.3 \text{ g/cm}^3$   
Resistenza a trazione media:  $15 \text{ MPa}$

Tessuto non tessuto

Massa unitaria:  $500 \text{ g/m}^2$   
Spessore: a  $2 \text{ kPa}$   $3.8 \text{ mm}$ , a  $200 \text{ kPa}$   $1.8 \text{ mm}$   
Resistenza a punzonamento:  $5.0 \text{ kN}$   
Resistenza a trazione media:  $45 \text{ kN/m}$

Cordolino bentonitico

Dimensione:  $20 \times 25 \text{ mm}$   
Espansione a contatto con acqua: 6 volte il volume iniziale  
Pressione di gonfiamento dopo 48h:  $> 600 \text{ kPa}$

## 4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Per la caratterizzazione geotecnica del sito nel quale insiste l'opera in progetto si è fatto riferimento ai seguenti documenti:

[DR_1].	FLR-MPL-PSA-VBT1-013-GL-RT.pdf	Relazione Geologica
[DR_2].	FLR-MPL-PSA-VBT1-005-OC-RT.pdf	Relazione Geotecnica

Si rimanda al § 4 della relazione di calcolo in fase di costruzione - vedi elaborato **FLR-MPL-PSA-VBT1-018-OC-RC**.

Per completezza si riportano le assunzioni prese durante il dimensionamento delle opere in relazione alla posizione della falda.

In relazione al tipo di intervento in progetto si adottano le seguenti assunzioni:

- *falda di riferimento* = ai fini del dimensionamento delle opere in fase di costruzione **si considera la falda -21 m da p.c.** <sup>(1)</sup>
- *falda di progetto* = ai fini del dimensionamento delle opere in esercizio **si considera la falda a -2 m da p.c.**

---

<sup>1)</sup> Qualora, nel corso delle valutazioni/indagini successive, dovessero emergere considerazioni differenti sulla presenza di una possibile falda già in fase di costruzione, **dovranno essere previsti sistemi adeguati e opportuni a garantire l'assenza della pressione idrostatica** sulle opere in progetto durante la fase di realizzazione

## 5 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI IN PROGETTO

### 5.1 SEZIONI TIPOLOGICHE IN ARTIFICIALE

I diaframmi previsti per le diverse sezioni tipologiche hanno una lunghezza variabile tra 8m e 20m (comprensivo di trave di correa) e una larghezza di 60cm/80cm.

La soluzione progettuale prevede l'adozione della metodologia di scavo "top-down"; con tale procedura, dopo l'esecuzione dei diaframmi, viene subito messa in opera parte della soletta superiore, che vincola la testa dei diaframmi durante le operazioni di scavo.

In questo modo è possibile limitare/eliminare la presenza dei puntoni temporanei e si riducono gli spostamenti e i cedimenti del terreno circostante.

#### 5.1.1 Sezione TIPO 1

I diaframmi che caratterizzano la sezione tipo 1 sono quelli facenti parte del tratto interrato in corrispondenza della Galleria Artificiale.

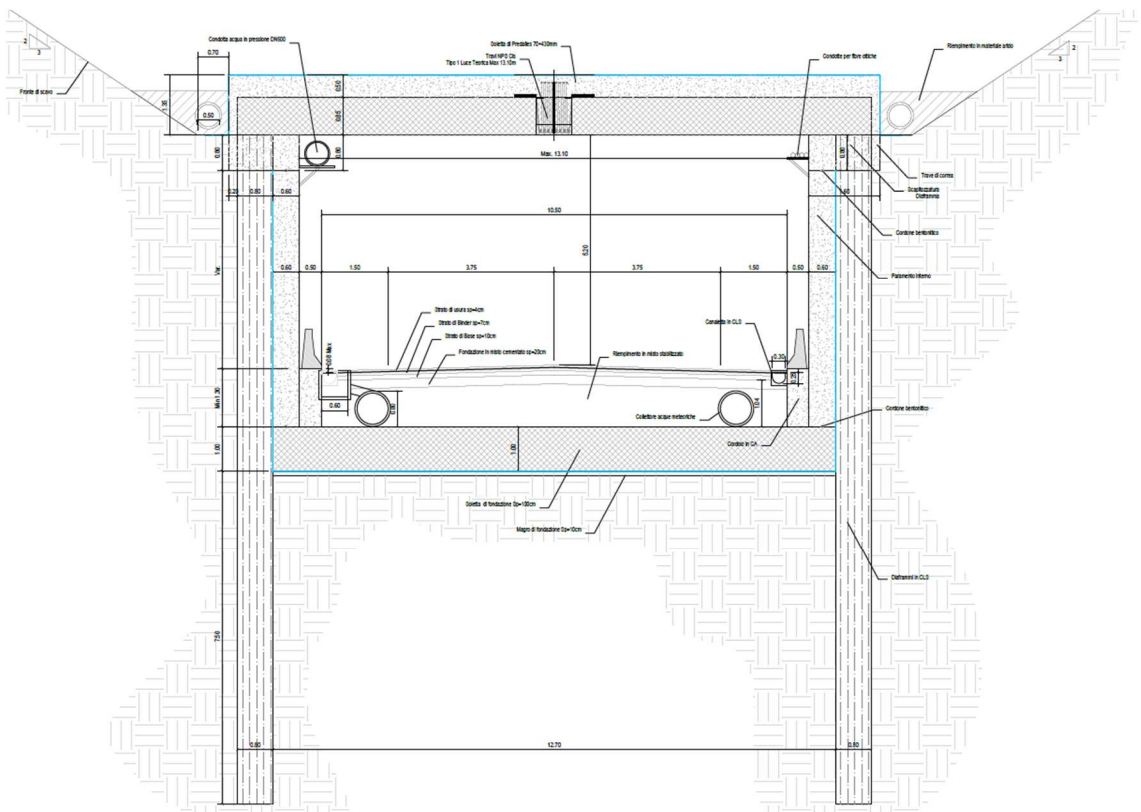


Figura 5-1: Scavo con diaframmi – sezione TIPO 1 (Galleria di linea)

I diaframmi hanno una lunghezza complessiva di 17,5m (comprensivo di trave di correa) e spessore di 0,80m; il fondo scavo si trova a  $\approx$ 12m da piano campagna.

Il contrasto in testa è offerto da puntoni provvisori in acciaio/c.l.s.; la particolarità/innovazione della soluzione proposta è quella di impiegare travi reticolari autoportanti acciaio-calcestruzzo in fase realizzazione degli scavi come contrasto in testa all'inflessione delle strutture di sostegno del terreno.



Il traliccio reticolare è formato da elementi strutturali monodimensionali (corrente superiore ed inferiore, anima di collegamento e dispositivo di appoggio), realizzati mediante l'impiego di piatti, tondi e profilati quadri pieni in acciaio per carpenteria metallica, assemblati tra loro tramite unioni saldate.

Una volta raggiunto il fondo scavo e realizzate le strutture interne, le travi reticolari fungono da appoggio per le prédalles prefabbricate atte a sostenere il getto di completamento della soletta previa posa in opera delle armature integrative aggiuntive.

Dopo la maturazione ed il raggiungimento della resistenza caratteristica di progetto prevista per il calcestruzzo, la trave reticolare si costituisce elemento monolitico misto acciaio calcestruzzo con soletta collaborante, in cui il profilato metallico reticolare è interamente inglobato nel conglomerato cementizio. In questa fase, le travi reticolari autoportanti rientrano nella famiglia delle "travi miste acciaio-calcestruzzo".

La sezione finale della soletta è quindi una forma di "T" con interasse 4 m.

I principali vantaggi nell'utilizzo di questa tipologia di struttura mista acciaio-calcestruzzo conseguono quindi dalla capacità autoportante del traliccio metallico, durante la fase di assemblaggio e getto delle solette, a calcestruzzo fresco e quindi non collaborante. Ciò consente di evitare le strutture provvisorie di sostegno e la cassetatura, semplifica la posa delle strutture prefabbricate e riduce i tempi di esecuzione, in modo da ottimizzare il rapporto fra costo e beneficio.

Inoltre, consente di avere tutti i benefici propri di un sistema di contrasto provvisori, ovvero la possibilità di non lavorare in ambienti confinati o angusti.

La configurazione finale (in esercizio) della sezione, oltre alla soletta superiore appena descritta, prevede la realizzazione di una soletta di fondo sp.100cm in continuità con fodere interne in c.a. gettate in opera, dello spessore effettivo di 55 cm.

### 5.1.2 Sezione TIPO 2

I diaframmi che caratterizzano la sezione tipo 2 sono quelli facenti parte del tratto interrato in corrispondenza della Galleria Artificiale (zona vasca di raccolta acque).

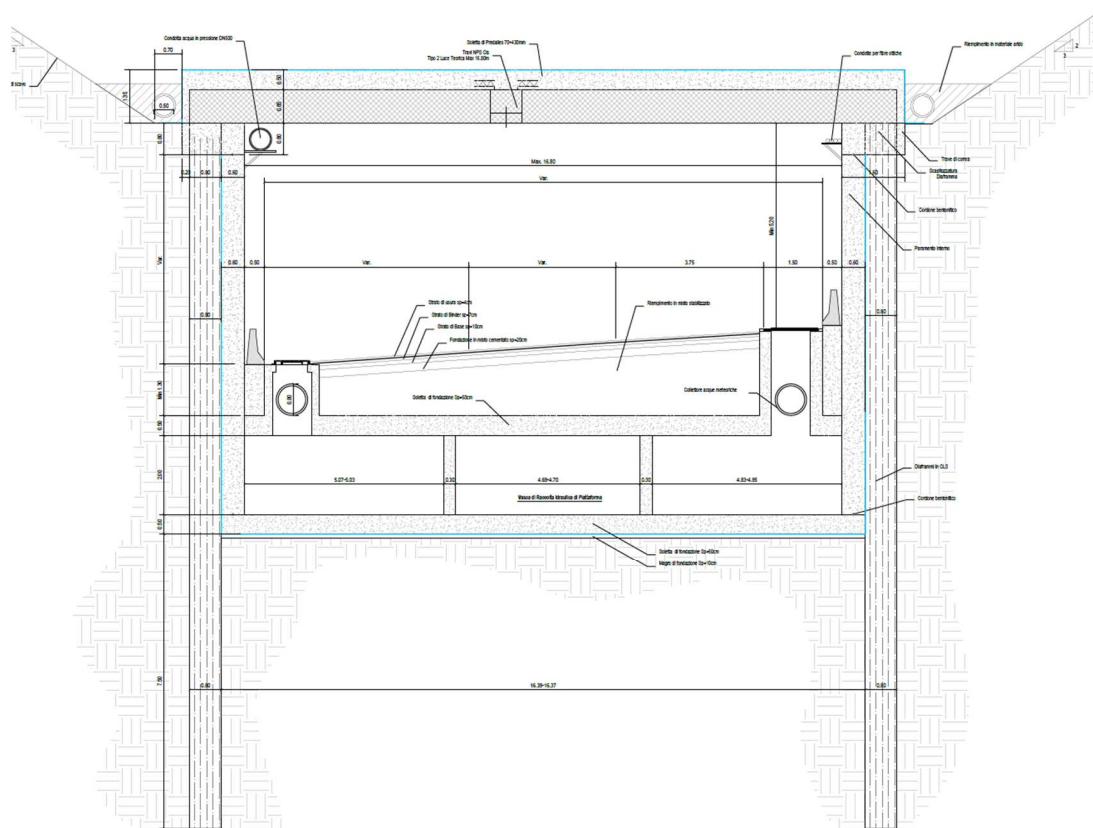


Figura 5-2: Scavo con diaframmi – sezione TIPO 1 (Galleria zona vasca raccolta acque)

I diaframmi hanno una lunghezza complessiva di 20m (comprensivo di trave di correa) e spessore di 0,80m; il fondo scavo si trova a  $\approx 14,5$ m da piano campagna.

Il contrasto in testa è offerto da puntoni provvisori in acciaio\cls così come già descritto ampiamente al § precedente.

È presente un contrasto provvisorio intermedio a quota -9,5 m da p.c., costituito da puntoni in acciaio S355  $\Phi 244,5 \times 10$  ad interasse massimo 5m.

La configurazione finale (in esercizio) della sezione, oltre alla soletta superiore con forma di “T” con interasse 4 m, prevede la realizzazione di una soletta di fondo sp.70cm, una seconda soletta intermedia di spessore 70 cm collegata alla precedente mediante setti intermedi, entrambe in continuità con fodere interne in c.a. gettate in opera, dello spessore effettivo di 55 cm.

### 5.1.3 Sezione TIPO 3

I diaframmi che caratterizzano la sezione tipo 3 sono quelli caratterizzati da uno scavo massimo di circa 9 m da p.c. con sezione realizzata a cielo aperto.

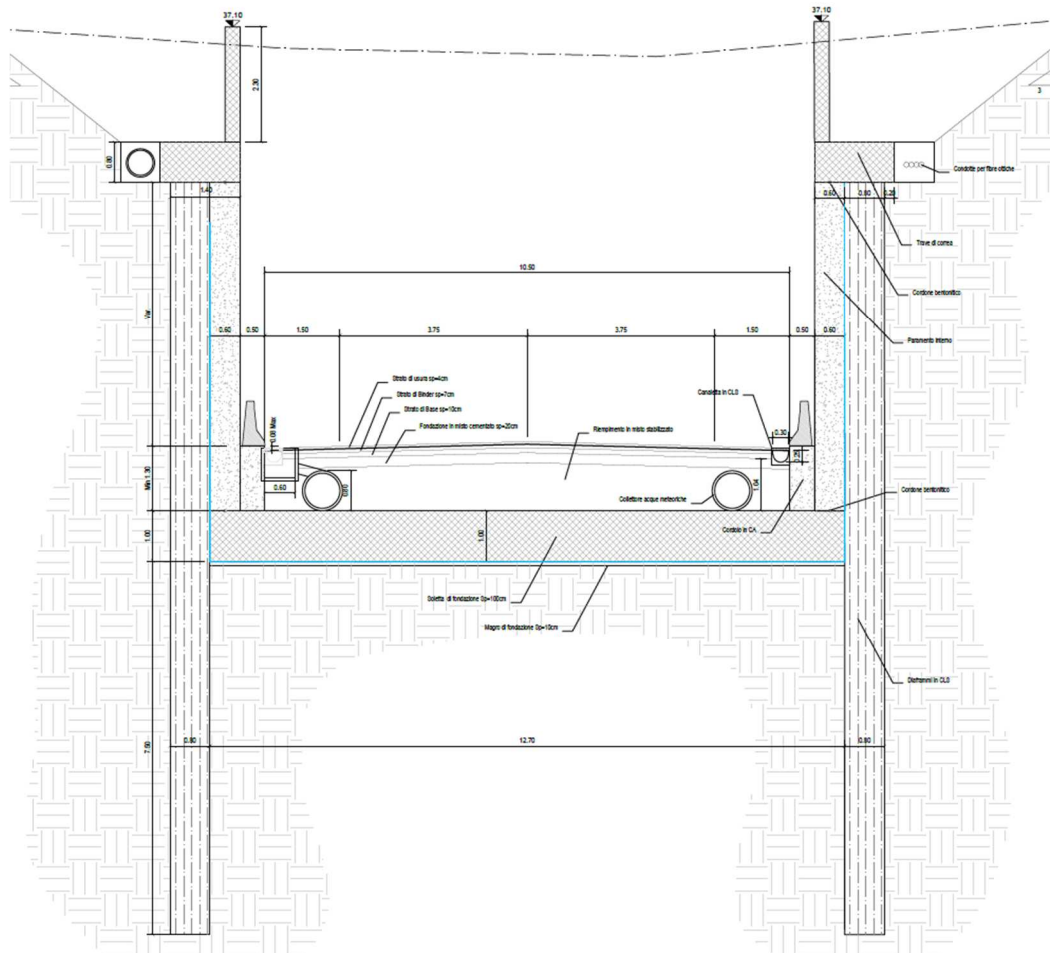


Figura 5-3: Scavo con diaframmi – sezione TIPO 3

I diaframmi hanno una lunghezza complessiva di 13m (comprensivo di trave di correa) e spessore di 0,60m; il fondo scavo si trova a  $\approx 9$ m da piano campagna. Il contrasto in testa è offerto in fase provvisoria da puntoni in acciaio S355  $\Phi 244,5 \times 10$  ad interasse massimo 5m.

La configurazione finale (in esercizio) della sezione prevede la realizzazione di una soletta di fondo sp.80cm in continuità con fodere interne in c.a. gettate in opera, dello spessore effettivo di 55 cm.

#### 5.1.4 Sezione TIPO 4

I diaframmi che caratterizzano la sezione tipo 4 sono quelli caratterizzati da uno scavo massimo di circa 6 m da p.c. con sezione realizzata a cielo aperto.

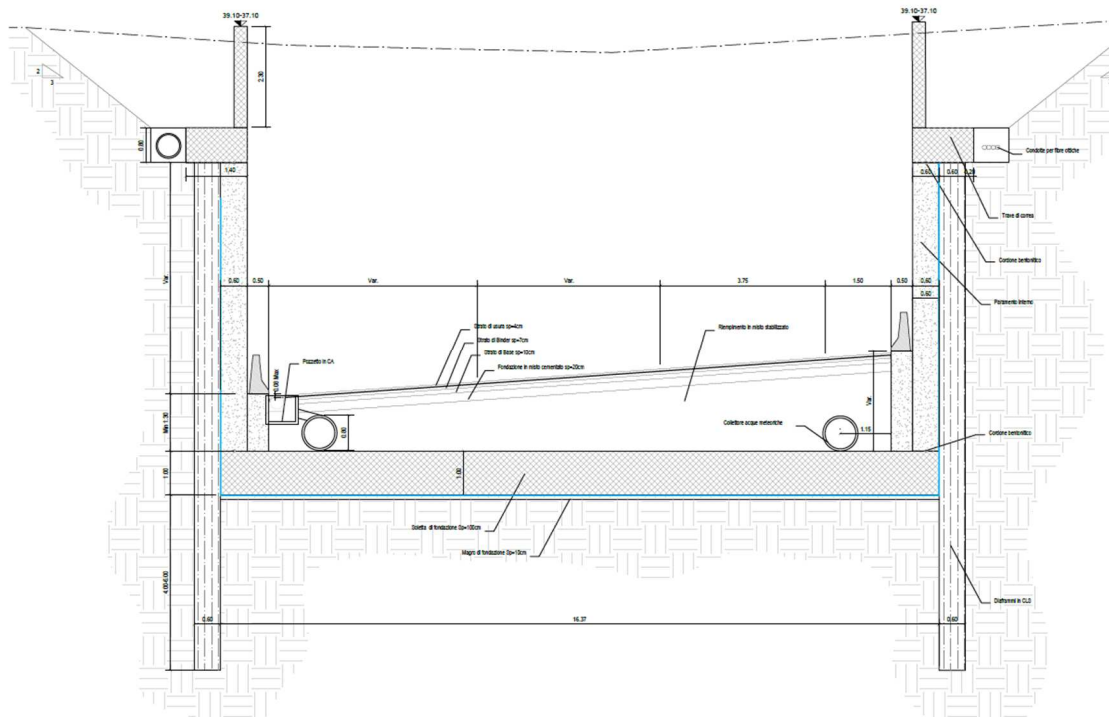


Figura 5-4: Scavo con diaframmi – sezione TIPO 3

I diaframmi hanno una lunghezza complessiva di 8m (comprensivo di trave di correia) e spessore di 0,60m; il fondo scavo si trova a  $\approx 6$ m da piano campagna.

Non sono necessari contrasti provvisori.

La configurazione finale (in esercizio) della sezione prevede la realizzazione di una soletta di fondo sp.60cm in continuità con fodere interne in c.a. gettate in opera, dello spessore effettivo di 55 cm.

## 6 SCENARI DI RIFERIMENTO PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE, REQUISITI PRESTAZIONALI E CONDIZIONI DI CALCOLO

### 6.1 COMBINAZIONI DI CARICHI E REQUISITI NORMATIVI

Le verifiche sono state condotte in accordo alle D.M. 17/01/2018 (NTC2018), con riferimento allo Stato Limite Ultimo (SLU) e allo Stato Limite di Esercizio (SLE). Le strutture sono state verificate nelle seguenti combinazioni:

- Combinazione SLU-STR (A<sub>1</sub>+M<sub>1</sub>+R<sub>1</sub>)
- Combinazione SLU-GEO (A<sub>2</sub>+M<sub>2</sub>+R<sub>2</sub>)
- Combinazione SLU-STR (Sismica STR)

In particolare, per il dimensionamento strutturale si è utilizzato l'Approccio 1 combinazione 1 (DA1-C1), mentre per le verifiche geotecniche si è utilizzato l'Approccio 1 combinazione 2 (DA1-C2). Si riportano di seguito i principali riferimenti normativi (da NTC2018).

*Tabella 6.1: Coefficienti amplificativi dei carichi secondo NTC2018*

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

*Tabella 6.2: Coefficienti riduttivi dei parametri di resistenza del terreno secondo NTC2018*

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	$\gamma$	$\gamma_r$	1,0	1,0

*Tabella 6.3: Coefficienti riduttivi della resistenza globale del sistema secondo NTC2018*

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

## 6.2 CARATTERIZZAZIONE DELLE STRUTTURE E CONDIZIONI SISMICHE

### 6.2.1 Considerazioni generali

Secondo quanto prescritto dalle NTC2018, ai fini delle verifiche di sicurezza delle strutture devono essere definiti i seguenti parametri:

- Vita nominale dell'opera: intesa come il numero di anni nei quali la struttura deve poter essere utilizzata per lo scopo al quale è stata destinata senza necessita di manutenzioni.

Per l'opera oggetto del presente elaborato si considera una vita nominale di  $\rightarrow V_N \geq 50$  anni

- Classe d'uso: in presenza di azioni sismiche, in relazione alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso.

Nel caso in esame si fa riferimento alla classe d'uso IV (coefficiente  $C_U = 2$ );

- Periodo di riferimento per l'azione sismica: viene definito come il prodotto tra la vita nominale ed il coefficiente d'uso.

Per il caso in esame il periodo di riferimento è  $\rightarrow V_R = V_N \cdot C_U = 100$  anni

La pericolosità sismica si definisce, nel caso oggetto di studio, in termini di accelerazione massima attesa in condizioni di campo libero  $a_g$ , su sito di riferimento rigido e con superficie topografica orizzontale, in considerazione di prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$  sopradefinito.

Il valore di progetto dell'accelerazione  $a_g$  viene definito in funzione della "probabilità di superamento" in un dato "tempo di ritorno"  $T_R$ . Tali grandezze sono correlate tra loro dalla relazione:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR})$$

Si farà riferimento, nel seguito, alle condizioni sismiche relative allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

L'azione così definita viene applicata alla struttura in esercizio; in accordo al § 2.4.1 di DM 17/01/2018 poiché la fase di costruzione ha durata inferiore a 2 anni, saranno omesse le verifiche sismiche durante la fase di realizzazione dell'opera.

### 6.2.2 Accelerazione massima al suolo

A partire dalla posizione dell'opera sul territorio nazionale è possibile definire l'azione sismica di progetto. Il DM 17/01/2018 infatti non si basa sulla classificazione sismica del territorio ma definisce i parametri necessari direttamente per il sito in esame, utilizzando le informazioni disponibili nel reticolo di riferimento definito dall'INGV.

Il sito sul quale insiste l'opera oggetto del presente elaborato si trova all'interno delle aree di competenza del comune di Bologna.

I valori al sito sono ottenuti interpolando i parametri spettrali ( $a_g, F_0, T^*_c$ ) dei quattro nodi più prossimi al sito stesso.

Per l'elaborazione dei parametri si è fatto uso del software ParatiePlus che fornisce i valori di accelerazione delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale in riferimento alle NTC2018.

La definizione dell'azione sismica di progetto è articolata in 4 fasi:

1. Definizione delle coordinate geografiche del sito (Lat. 43.811680° \ Long. 11.190888)
2. Individuazione della pericolosità del sito (sulla base dei risultati del progetto S1-INGV);
3. Scelta della strategia di progettazione;
4. Determinazione dell'azione di progetto.

Per lo Stato Limite Ultimo considerato, ovvero quello relativo alla salvaguardia della vita (SLV), la probabilità di superamento nella vita utile di riferimento è posta pari a

$$P_{VR} = 10\%$$

che corrisponde ad un periodo di ritorno per la definizione dell'azione sismica di 950 anni.

Definita la strategia di progetto è possibile giungere all'azione di progetto attraverso la definizione dell'amplificazione locale dovuta alla stratigrafia ed alla conformazione topografica.

La categoria di suolo più attinente è la C pertanto si considera un valore di coefficiente stratigrafico  $S_S = 1,482$  (DM 17/01/2018 Tab.3.2.IV) in accordo al § 9.2.2 di [DR\_1].

Per tener conto delle condizioni topografiche si utilizzano i valori del coefficiente topografico  $S_T$  riportati nella Tab.3.2.V del DM 17/01/2018. Per il caso in esame si assume  $S_T = 1$ .

Alla luce delle considerazioni esposte si giunge al valore di accelerazione di progetto definito da:

$$a_{max} = a_g \cdot S_S \cdot S_T = 0.2441 \text{ g}$$

Di seguito si riporta per completezza la maschera di input/output dei dati sismici considerati.

NTC - Norme Tecniche per le Costruzioni

Versione NTC

Latitudine  Longitudine  Somewhere  
 43° 48' 42.05" N 11° 11' 27.2" E

Vita nominale (anni)  Classe d'uso  Cu 2 VR (anni) 100

Stato Limite  Cat. Sottosuolo  Cat. topografica

Tr (anni)

ag (g)

F0

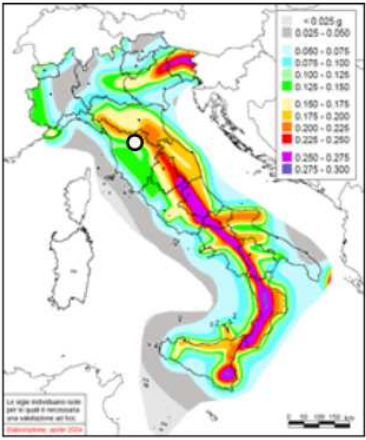
T\*c

Ss

St

Cc

amax



posizione indicativa (mappa INGV)  
punti 19836 19835 20058 19614

Figura 6-1: Parametri sismici

### 6.2.3 Comportamento sismico

L'azione sismica è stata valutata facendo riferimento alle NTC2018 e alle indicazioni dell'Eurocodice 8 parte 5 (Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici).

Per le opere in oggetto sono ragionevolmente adottate le seguenti ipotesi di calcolo in accordo a quanto riportato ai §§ 7 e 7.2.1 delle NTC2018:

- si conduce un'analisi statica equivalente considerando che la struttura interrata si muova con il terreno circostante (periodo proprio della struttura  $T=0$  e conseguente fattore di struttura  $q=1$ );
- si considerano solo le verifiche allo Stato Limite Ultimo  $SLU = SLV$  con  $q=1$  (cioè, analisi lineare elastica non dissipativa), non risultando significativo indagare lo  $SLE = SLD$ ;
- non si considerano gli effetti dinamici della falda;
- si trascura la componente verticale del sisma.

L'Analisi sismica pseudo-statica è un metodo ampiamente utilizzato nella progettazione di opere di sostegno. Trae origine dalla proposta pionieristica di Mononobe & Okabe (M-O nel seguito), a cui si sono aggiunte, nel corso degli ultimi decenni, diverse estensioni pubblicate, al fine di poter comprendere la maggior parte degli aspetti che possono sorgere nella pratica.

In sostanza il metodo consiste nell'applicare staticamente alla parete e alla massa di terreno che interagisce con essa, un'accelerazione sismica uniforme con componenti orizzontali e verticali. Il metodo M-O e sue estensioni offrono una soluzione in forma chiusa della spinta totale terreno sulla parete, assumendo che la massa di terreno spingente subisca scorrimenti plastici durante evento sismico, considerando così una parete sottoposta a deformazioni rilevanti

La soluzione al problema posto in questi termini è fornita dal metodo di Mononobe e Okabe (Mononobe e Matsuo (1929), Okabe (1926)) (chiamato nel seguito con la sigla M-O) Tra le diverse estensioni, il lavoro di Matsuzawa et al. (1985) ha portato all'approccio recepito da EC8 stesso, nell'Annesso F della parte 5.

La spinta complessiva sulla parete di altezza pari ad  $H$  è data da un'espressione del tipo:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K_{A,E} H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

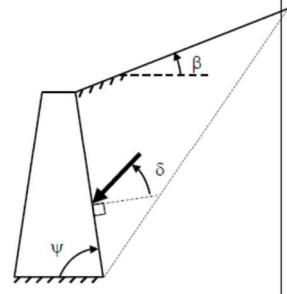
Il primo termine è la spinta attiva dovuta allo scheletro solido, il secondo termine  $E_{ws}$  è la risultante delle pressioni idrostatiche ed il terzo  $E_{wd}$  è la risultante delle sovrappressioni interstiziali.

I coefficienti di spinta attiva sono dati dalle seguenti espressioni:

$$\beta \leq \phi - \theta: K_{A,E} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \text{sen}^2\psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta)\text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta: K_{A,E} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \text{sen}^2\psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

(12-14)





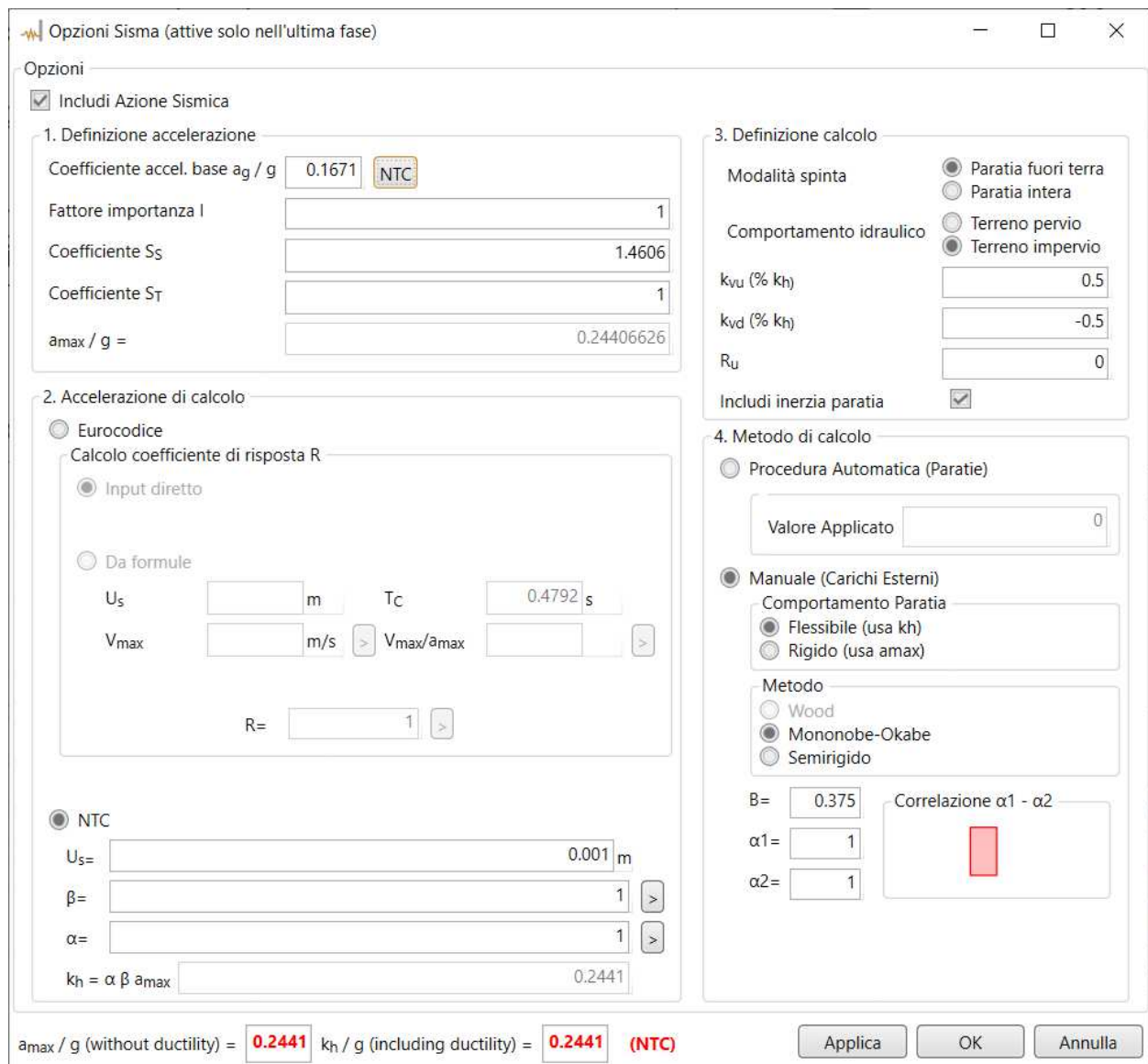
Per quanto sopra, applicando i metodi pseudostatici del paragrafo 7.11.6.3.1 della NTC 2018, l'azione sismica viene definita mediante un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo le cui componenti orizzontale e verticale risultano:

$$a_h/g = \alpha \cdot \beta \cdot S_S \cdot S_T \cdot a_g/g \quad \rightarrow \quad a_h/g = 0.2441 \text{ m/s}^2 \text{ (sisma dopo ultimazione strutture)}$$

$$a_v = 0$$

I coefficienti  $\alpha$  (diagramma 7.11.2 - NTC 2018) e  $\beta$  (diagramma 7.11.3 - NTC 2018) tengono conto rispettivamente della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza. In quanto segue a favore di sicurezza verranno assunti entrambe unitari ( $\alpha = \beta = 1.0$ ).

Di seguito si riporta l'implementazione dell'azione sismica nel programma di calcolo utilizzato:



**Opzioni Sisma (attive solo nell'ultima fase)**

Includi Azione Sismica

**1. Definizione accelerazione**

Coefficiente accel. base  $a_g / g$   NTC

Fattore importanza I

Coefficiente  $S_S$

Coefficiente  $S_T$

$a_{max} / g =$

**2. Accelerazione di calcolo**

Eurocodice

Calcolo coefficiente di risposta R

Input diretto

Da formule

$U_s$   m      $T_c$   s

$V_{max}$   m/s      $V_{max}/a_{max}$   >

R=  >

NTC

$U_s =$   m

$\beta =$   >

$\alpha =$   >

$k_h = \alpha \beta a_{max}$

**3. Definizione calcolo**

Modalità spinta  Paratia fuori terra  
 Paratia intera

Comportamento idraulico  Terreno pervio  
 Terreno impervio

$k_{vu}$  (%  $k_h$ )

$k_{vd}$  (%  $k_h$ )

$R_u$

Includi inerzia paratia

**4. Metodo di calcolo**

Procedura Automatica (Paratie)

Valore Applicato

Manuale (Carichi Esterni)

Comportamento Paratia  Flessibile (usa  $k_h$ )  
 Rigido (usa  $a_{max}$ )

Metodo  Wood  
 Mononobe-Okabe  
 Semirigido

B=      Correlazione  $\alpha_1 - \alpha_2$

$\alpha_1 =$      

$\alpha_2 =$

$a_{max} / g$  (without ductility) = 0.2441      $k_h / g$  (including ductility) = 0.2441 (NTC)

## 6.3 CRITERI DI VERIFICA

### 6.3.1 Durabilità delle opere

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo. Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2016 ed UNI 11104:2017.

Per le opere della presente relazione si adottano le classi di esposizione indicate al § 3 ricordando che per ciascuna classe di esposizione le condizioni ambientali da considerare sono le seguenti (in accordo con NTC18):

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
<i>Ordinarie</i>	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
<i>Aggressive</i>	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
<i>Molto aggressive</i>	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Nella tabella seguente si riportano per completezza anche i limiti di apertura delle fessure in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature secondo NTC18:

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w <sub>d</sub>	Stato limite	w <sub>d</sub>
a	<i>Ordinarie</i>	frequente	ap. fessure	≤ w <sub>2</sub>	ap. fessure	≤ w <sub>3</sub>
		quasi permanente	ap. fessure	≤ w <sub>1</sub>	ap. fessure	≤ w <sub>2</sub>
b	<i>Aggressive</i>	frequente	ap. fessure	≤ w <sub>1</sub>	ap. fessure	≤ w <sub>2</sub>
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w <sub>1</sub>
c	<i>Molto aggressive</i>	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	≤ w <sub>1</sub>
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w <sub>1</sub>

Per tutte le parti strutturali componenti l'opera in progetto si utilizzano armature **poco sensibili**.

### 6.3.2 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) sezioni in c.a.

Le verifiche vengono condotte in accordo al § 4.1.2.1 del D.M. 17 gennaio 2018.

#### 6.3.2.1 Verifiche a presso-flessione

Si verifica che le coppie di sollecitazioni (N<sub>Ed</sub>, M<sub>Ed</sub>) ottenute per la combinazione fondamentale verifichino la disuguaglianza:

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

ovvero siano interne al dominio di resistenza della sezione esaminata.

#### 6.3.2.2 Verifiche a taglio

Si verifica che risulti:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

Il taglio resistente in assenza di specifica armatura si ottiene dall'espressione:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

con:

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2 ; v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

d = altezza utile della sezione in mm

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$  rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ( $\leq 0,02$ )

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2f_{cd}$ )

$b_w$  = larghezza della membratura resistente a taglio in mm

Il taglio resistente in presenza di specifica armatura si ottiene dall'espressione:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd} ; V_{Rcd})$$

dove:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \vartheta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \vartheta)}{(1 + \text{ctg}^2 \vartheta)}$$

$A_{sw}$  area armatura trasversale

s passo armatura trasversale

$\alpha$  angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse trave

$\vartheta$  angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse trave

$f'_{cd}$  resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $f'_{cd} = 0,5 f_{cd}$ )

$\alpha_c$  coefficiente amplificativo pari a:

1 per membrature non compresse

$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$  per  $0 \leq \sigma_{cp} \leq 0,25f_{cd}$

1.25 per  $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,50f_{cd}$

$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$  per  $0,50 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd}$

### 6.3.3 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio sezioni in c.a.

Le verifiche vengono condotte in accordo al §4.1.2.2 del D.M. 17 gennaio 2018.

In relazione alle classi di esposizione delle singole parti di struttura si adottano i limiti di apertura delle fessure e tensionali come da normativa a seconda del tipo di combinazione di carico.

#### 6.3.3.1 Verifica di apertura delle fessure:

L'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate dal D.M. del 17 gennaio 2018, e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FR e QP della normativa vigente.

La verifica a fessurazione viene eseguita in condizione di ambiente ordinario o aggressivo in funzione della classe di esposizione ed armature poco sensibili.

#### 6.3.3.2 *Verifica delle tensioni di esercizio:*

le verifiche si eseguono per la condizione di carico Quasi Permanente e Rara, verificando rispettivamente che le tensioni di lavoro siano inferiori ai seguenti limiti:

per la condizione QP si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a  $\sigma_c < 0,45 f_{ck}$ ;

per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a  $\sigma_c < 0,60 f_{ck}$ , mentre quelle dell'acciaio  $\sigma_s < 0,80 f_{yk}$ .

## 7 ANALISI E VERIFICHE DELLE STRUTTURE INTERNE

### 7.1 MODELLAZIONE DI CALCOLO

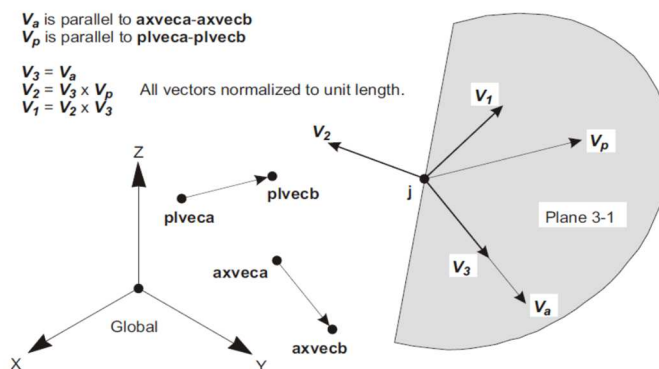
Il calcolo agli elementi finiti del modello è stato effettuato tramite il codice di calcolo CsiBRIDGE (v.25.1.0), prodotto dalla “CSI Computer and Structures Inc.” – Berkeley (CA) - USA.

Il programma è un solutore agli E.F. (Elementi Finiti) capace di modellare strutture di forma qualunque, comunque caricate e vincolate, nell’ambito del comportamento lineare e non lineare.

Sono disponibili i seguenti tipi di oggetto elencati in ordine di dimensione geometrica:

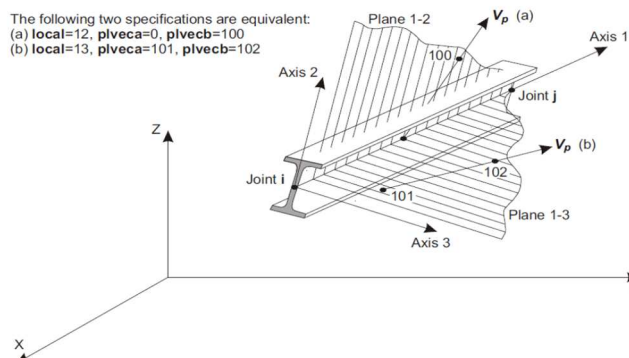
#### “Point”:

- comune oggetti: sono automaticamente creati in angoli o estremità di tutti gli altri tipi di oggetti, e possono essere aggiunti in modo esplicito
- collegamento a terra: sono utilizzate per modellare il comportamento di un sostegno speciale ad esempio isolatori, smorzatori, gap, molle multi-lineari
- il sistema di riferimento per determinare l’orientamento di un elemento punto è:

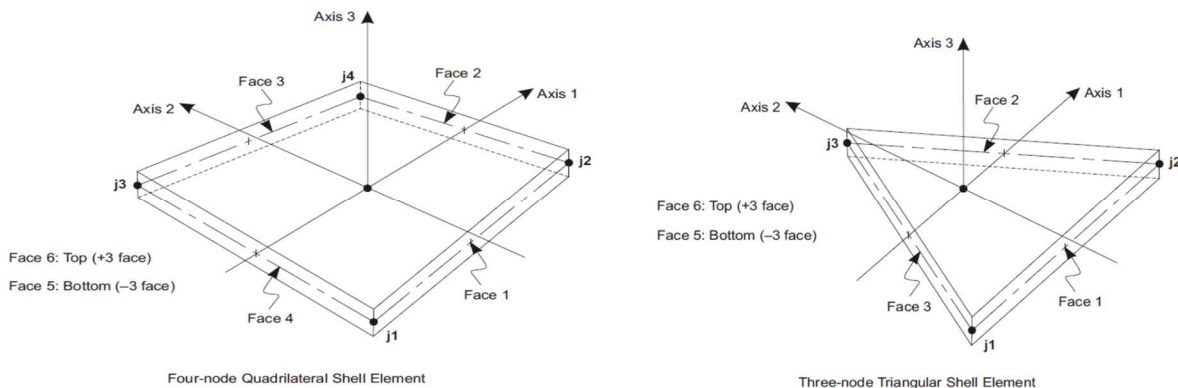


#### “Line”:

- frame/cable/tendon: sono utilizzate per modellare le travi, colonne, braces, trusses, cavi e tiranti
- collegamento tra oggetti: sono utilizzate per modellare il comportamento di un membro speciali ad esempio isolatori, smorzatori, gap, molle multi-lineari. A differenza degli oggetti o frame/cable/tendon, questi oggetti possono avere lunghezza zero.
- il sistema di riferimento per determinare l’orientamento di un elemento linea è:



“Area”: vengono utilizzate per modellare le pareti, pavimenti e altri membri dotati di spessore, nonché solidi bidimensionali (plane stress, plane strain, and axisymmetric solids). Il sistema di riferimento per determinare l’orientamento di un elemento area è:



Il programma permette di svolgere analisi atte a definire la risposta in conseguenza dell’applicazione di carichi mobili, analisi del dominio di frequenza (sia steady-state che power-spectral-density), del dominio del tempo e analisi di instabilità.

Mediante il programma si possono implementare nel modello di calcolo elementi a comportamento particolare quali:

- non linear link element (gaps, hooks, isolators, dampers, and multi-linear plasticity)
- a multi-linear plastic hinge
- catenary cable element
- non-linear shell element

Il programma permette inoltre di condurre analisi tipo non lineare statica, analisi tipo pushover e analisi non lineari tipo time-history mediante l’utilizzo di analisi modale o integrazione diretta. Il software contempla la presenza di elementi bidimensionali (piani - shell) in grado di rappresentare sia il comportamento di lastra (effetti flessionali) quanto quello di membrana (sforzi di compressione e trazione), ed elementi tipo trave (beam).

I modelli che schematizzano il comportamento piano della struttura (sezioni trasversali) sono stati sviluppati attraverso elementi finiti asta tipo “beam” collegati tra loro mediante vincoli interni costituiti da:

- completo ripristino delle sollecitazioni in caso di parti gettate in opera;
- cerniere in grado di trasferire azioni taglianti e assiali in caso di solai con orditura principale e secondaria.

I modelli analizzati, schematizzano porzioni di struttura di profondità unitaria.

Nel caso in cui siano presenti nella sezione di calcolo pilastri e/o travi a interasse “ $i$ ” (interasse misurato nella profondità del modello), la dimensione del pilastro/trave nella direzione della profondità del modello viene divisa per il valore di  $i$ .

Per modellare l’interazione tra la struttura stessa ed il terreno si è fatto ricorso a molle di opportuna rigidezza reagenti esclusivamente ad azioni di compressione.

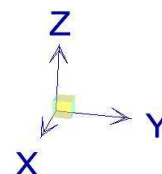
Si assume un comportamento del terreno di fondazione alla Winkler.

Per le costanti di sottofondo del terreno da applicare alle pareti applichiamo forfettariamente ed a favore di sicurezza una costante elastica pari 1/2 della costante di sottofondo verticale (considerando che sono presenti i diaframmi che hanno funzione di distribuire la reazione). Riassumendo per quando riguarda l'intensità delle molle sui diversi elementi strutturali si adottando cautelativamente i seguenti valori:

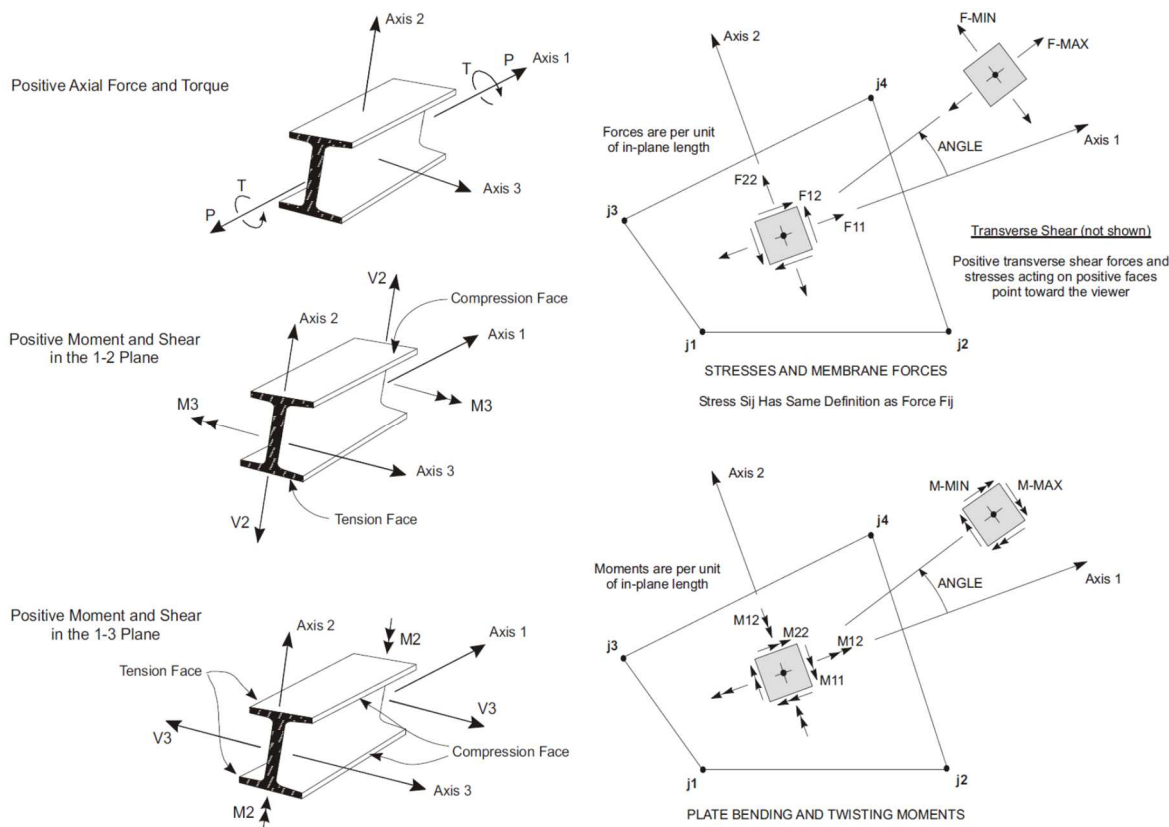
- Pareti:  $k_x = 6000 \text{ kN/m}^3$
- Fondazione:  $k_z = 12000 \text{ kN/m}^3$

La disposizione degli assi segue la "regola della mano destra":

- l'asse X è diretto secondo l'asse longitudinale della galleria;
- l'asse Y è diretto secondo l'asse trasversale della galleria, positivo da  $s_x$  vs  $dx$ ;
- l'asse Z è diretto verso l'alto, positivo verso l'alto.



Si definiscono positive le azioni e sollecitazioni secondo la convenzione riportata nella figura successiva.



## 7.2 METODOLOGIA D'INTERVENTO E FASI OPERATIVE

Per la realizzazione degli scavi si impiegheranno paratie di diaframmi in calcestruzzo contrastate mediante puntoni.

In fase definitiva il contrasto delle paratie sarà fornito dai solai in c.a. e dal solettone di fondo. Le strutture interne si completano con il getto delle contropareti in c.a. contro le paratie, previa posa di guaine impermeabilizzanti.

Per maggiori dettagli sulle fasi operative considerate si rimanda al § 7.3 della relazione di calcolo in fase di costruzione - vedi elaborato FLR-MPL-PSA-VBT1-018-OC-RC.

È importante sottolineare che le strutture interne saranno sollecitate, oltre che dalle reazioni trasmesse dal modello sviluppato per l'analisi delle strutture di contenimento in corrispondenza delle solette, anche dall'intera spinta idrostatica della falda in quanto si assume che a lungo termine i diaframmi non garantiscano perfetta tenuta idraulica.

## 7.3 ANALISI DEI CARICHI

Di seguito si riportano i carichi considerati nel dimensionamento degli impalcati e delle strutture interne. Tutti i carichi verticali indicati non sono fattorizzati. I coefficienti di combinazione sono conformi a quanto stabilito dalle NTC 2018, se non diversamente specificato.

### 7.3.1 Pesi propri e permanenti portati

#### 7.3.1.1 Pesi propri delle strutture

I pesi propri delle strutture vengono determinati sulla base delle masse specifiche assunte per i materiali strutturali pari a  $25 \text{ kN/m}^3$  per i conglomerati cementizi e pari a  $78,50 \text{ kN/m}^3$  per gli acciai.

Il peso proprio della struttura viene calcolato dal programma in automatico in relazione allo spessore delle membrature (vedi tavole di carpenteria).

I pesi propri delle strutture rientrano nella **Cond. Elementare  $G_{1pz}$** .

#### 7.3.1.2 Ricoprimento solettone di copertura

In esercizio si considera un sovraccarico sul solettone di copertura delle strutture dovuto a un rinterro di terreno di spessore variabile da 160 a 200 cm, considerando un peso specifico pari a  $20,00 \text{ kN/m}^3$ .

I carichi sul solettone di copertura rientrano nella **Cond. Elementare  $G_{2z}$** .

#### 7.3.1.3 Sovraccarichi permanenti sul solettone di fondo

All'interno del corpo della Galleria, in esercizio, si considera un sovraccarico pari a:

Peso del riempimento:  $20,00 \text{ kN/mc} * (h)$

Peso strutture interne:  $25,00 \text{ kN/mc} * (W)$

dove "h" è l'altezza del riempimento interno, variabile da 70 cm a 170 cm

dove "W" è il volume delle strutture gettate in opera

I sovraccarichi permanenti sul solaio di fondo rientrano nella **Cond. Elementare  $G_{5z}$** .

#### 7.3.1.4 Sovraccarichi permanenti sugli orizzontamenti intermedi (se presenti)

I carichi permanenti considerati per le diverse tipologie di locali sono riepilogati di seguito:

- solai con finitura 10 cm o pavimenti galleggianti:  $3.0 \text{ kN/m}^2$
- solai con finitura tra 10 cm (escluso) e 20 cm:  $5.0 \text{ kN/m}^2$

I sovraccarichi permanenti sugli orizzontamenti intermedi rientrano nella **Cond. Elementare  $G_{6z}$** .



## 7.3.2 Spinte delle terre e dell'acqua di falda

### 7.3.2.1 Spinte delle terre

Congruentemente con quanto sviluppato nel modello di calcolo eseguito col programma d'interazione terreno-struttura "ParatiePlus", l'azione di spinta delle terre viene applicata come forze concentrate in corrispondenza dei solai e/o fodere.

Tali valori sono desunti dai modelli di paratie sviluppati per il calcolo delle strutture di sostegno (per maggior dettaglio si rimanda alla relazione di calcolo in fase di costruzione - vedi elaborato FLR-MPL-PSA-VBT1-018-OC-RC).

Le spinte delle terre in fase statica con falda di riferimento in condizione M1 rientrano nella **Cond. Elementare G<sub>3\_1</sub>**; le spinte delle terre in fase statica con falda di progetto in condizione M1 rientrano nella **Cond. Elementare G<sub>3\_2</sub>**.

### 7.3.2.2 Spinte dell'acqua di falda

Come indicato al § 4 si considera assente la falda in fase di costruzione.

La spinta dell'acqua in condizione di progetto rientra invece nella **Cond. Elementare G<sub>4</sub>**.

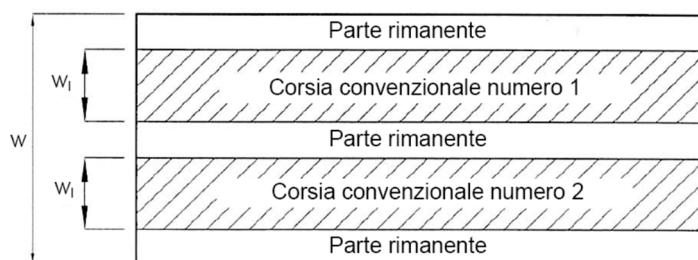
## 7.3.3 Carichi mobili e altri sovraccarichi variabili antropici

### 7.3.3.1 Carico da traffico stradale

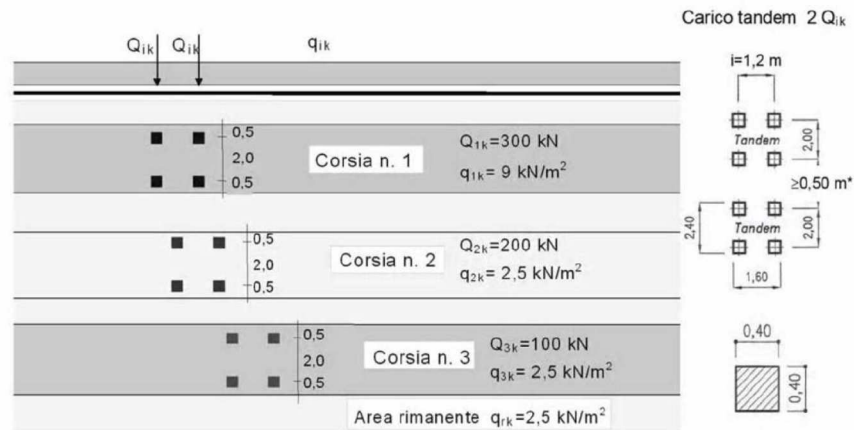
Cautelativamente, le strutture di copertura dei manufatti interrati sono dimensionate anche per i sovraccarichi stradali previsti dalle norme per ponti di 1a categoria, disposti nella condizione più gravosa.

La disposizione del carico da traffico è svolta in accordo con la normativa vigente (vedi § 5.1.3.3 D.M. 17/01/2018 e § 4.3 UNI EN 1991-2:2005).

La definizione delle corsie convenzionale secondo il D.M. 17 gennaio 2018 è stabilita in base al prospetto seguente:



Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40 \text{ m}$	$n_1 = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0 \text{ m}$	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_1)$



La disposizione e la numerazione delle corsie è in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. La corsia che produce l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia numero 2, ecc.

Per ciascuna singola verifica e per ciascuna corsia convenzionale, si applica lo schema di carico 1 (LM1), costituito da carichi concentrati su due assi in tandem (Q<sub>ik</sub>), applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti (q<sub>ik</sub>):

Il carico mobile tandem ed il carico uniforme da 9 kN/m<sup>2</sup> (una corsia di carico) sono distribuiti a livello dell'asse della soletta di copertura, sia in direzione trasversale che longitudinale, assumendo una diffusione con pendenza 30° nel terreno e 45° in soletta.

Il valore di carico così ottenuto è applicato, cautelativamente, in modo uniforme all'intera superficie dell'impalcato di copertura. Il carico equivalente applicato è pari a:

$$q_{cop} = \frac{2 \cdot Q_{ik}}{L_L \cdot L_T} + q_{ik} = \frac{2 \cdot Q_{ik}}{(1.6 + 2 \cdot h_t \cdot \tan(30^\circ) + 2 \cdot (s/2)) \cdot (2.4 + 2 \cdot h_t \cdot \tan(30^\circ) + 2 \cdot (s/2))} + q_{ik}$$

Dove:

Q<sub>ik</sub> = 300 kN carico tandem

q<sub>ik</sub> = 9 kN/m<sup>2</sup> carico uniformemente distribuito

h<sub>t</sub> = ricoprimento terreno

s = spessore soletta di copertura

Applicando le espressioni indicate sopra si ottengono i valori seguenti:

H ricoprimento (m)	Carico accidentale Q1k (kN/m <sup>2</sup> )	Carico accidentale Q2k (kN/m <sup>2</sup> )
0.5	~74	~45
1.0	~55	~33
1.5	~43	~25
2	~35	~20
2.5	~30	~17

Il sovraccarico dovuto ai veicoli applicato con un carico distribuito in copertura rientra nella **Cond. Elementare QCi**.

### 7.3.3.2 Sovraccarichi variabili sugli orizzontamenti intermedi (se presenti) e solettone di fondo

Sul solaio di fondo è da considerare il carico variabile che simula il passaggio del traffico stradale.

Poiché il carico si scarica direttamente sul terreno di fondazione, attraverso il solettone di fondo, l'effetto sulle strutture verrà trascurato perché non dimensionante.

I sovraccarichi variabili sugli eventuali orizzontamenti intermedi rientrano nelle **Cond. Elementari QV<sub>iz</sub>**.

### 7.3.3.3 Carico in fase di atterraggio\transito\decollo di un aereo

Per la valutazione degli effetti che un aeromobile induce sul terreno durante le varie fasi di transito sulla pista di decollo, si è fatto riferimento ai documenti di “*Aircraft Characteristics Airport And Maintenance Planning*” relativi agli aeromobili prodotti da Airbus e Boing. Di seguito si riportano per i modelli più importanti di aereo:

- le caratteristiche dimensionali di impronta a terra delle ruote
- i valori caratteristici di scarico a terra nelle diverse condizioni

Dall'analisi delle documentazioni messe a disposizione le condizioni peggiori sono state individuate nei modelli **Airbus A350** e **Boing 737**.

Qualora il gestore aeroportuale intendesse consentire l'atterraggio\decollo di velivoli con caratteristiche peggiori da un punto di vista di scarico a terra, dovranno essere preventivamente eseguite le opportune verifiche di resistenza delle strutture ed eventualmente integrare quanto già analizzato.

Da quanto riportato nelle tabelle seguenti si può osservare che la condizione peggiore si ottiene con:

- modello A350-1000
- condizione WV006
- scarico 49'710 kg (asse NG) \ 150'180 kg (singolo asse MG)

In relazione alle informazioni contenute nel documento “*Aircraft Characteristics Airport And Maintenance Planning*”, sono presenti 2 ruote sull'asse NG alla distanza di 75cm e ogni ruota presenta un'area nominale di contatto pari a 105x105 cm, mentre sono presenti 6 ruote sull'asse MG alla distanza di 140cm e ogni ruota presenta un'area nominale di contatto pari a 140x140 cm.

Considerando che:

- il ricoprimento in corrispondenza della pista di atterraggio\decollo è pari a circa 2m;
- la soletta di copertura ha uno spessore minimo di 50 cm;
- viene realizzato un massetto di protezione della soletta di almeno 20 cm.

Assumendo che:

- il carico si diffonda con un angolo di 35° nel terreno di riempimento in corrispondenza della pista (assunzione cautelativa in relazione al tipo di pacchetto che deve essere realizzato);

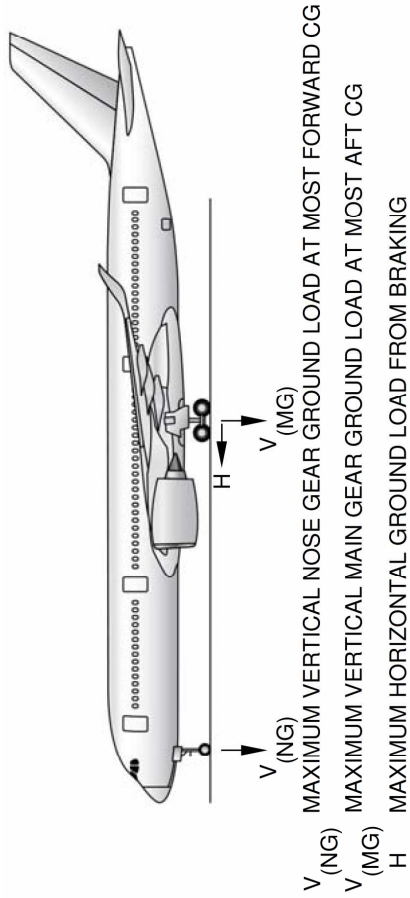
- ii. l'angolo di 45° fino a metà della soletta superiore

Si ottengono le seguenti pressioni agenti sulla struttura:

a) carico dovuto all'aeromobile, asse NG =  $\frac{488}{(4,5 \times 5,2)} \approx 21$  kPa e asse MG =  $\frac{1474}{(6,2 \times 7,6)} \approx 32$  kPa

In relazione al §5.1.3.3.5 del D.M. 17/01/2018, come ampiamente descritto al §7.3.3.1, la condizione di carico con traffico stradale esercita una pressione sulla struttura di  $\approx 35$  kPa.

Per quanto sopra riportato, essendo dimensionata la struttura per resistere ai carichi stradali secondo D.M. 17/01/2018, automaticamente risulta verificata anche ai carichi indotti in fase di atterraggio\transito\decollo da un aeromobile avente caratteristiche uguali o inferiore a quelle di seguito riportate.



1	2	3		4		5		6	
		MAXIMUM RAMP WEIGHT	STATIC LOAD AT FWD CG	STATIC BRAKING AT 10 ft/s? DECELERATION	V (MG) (PER STRUT)	STATIC LOAD AT AFT CG	STEADY BRAKING AT 10 ft/s? DECELERATION	H (PER STRUT)	AT INSTANTANEOUS BRAKING COEFFICIENT = 0.8
A350-900 WV000 (CG 33%)	268 900 kg (592 825 lb)	23 450 kg (51 700 lb) 23.4% MAC (b)	TBD	125 960 kg (277 700 lb) 33% MAC (a)	41 790 kg (92 125 lb) (c)	100 770 kg (222 150 lb) (c)			
A350-900 WV000 (CG 38.09%)	268 900 kg (592 825 lb)	25 120kg (55 375 lb) 23.48% MAC (a)	TBD	128 150 kg (282 525 lb) 38.09% MAC (a)	41 790 kg (92 125 lb) (c)	102 520 kg (226 025 lb) (c)			
A350-900 WV001 (CG 33.2%)	275 900 kg (608 250 lb)	23 450 kg (51 700 lb) 23.4% MAC (b)	TBD	129 330 kg (285 125 lb) 33.2% MAC (a)	42 880 kg (94 525 lb) (c)	103 460 kg (228 100 lb) (c)			
A350-900 WV001 (CG 34.83%)	275 900 kg (608 250 lb)	25 090 kg (55 325 lb) 24.26% MAC (a)	TBD	130 040 kg (286 700 lb) 34.83% MAC (a)	42 880 kg (94 525 lb) (c)	104 030 kg (229 350 lb) (c)			
A350-900 WV002 (CG 36.39%)	272 900 kg (601 650 lb)	23 450 kg (51 700 lb) 23.4% MAC (b)	TBD	129 310 kg (285 075 lb) 36.39% MAC (a)	42 410 kg (93 500 lb) (c)	103 450 kg (228 075 lb) (c)			

**NOTE:**  
(a) LOADS CALCULATED USING AIRCRAFT AT MRW.  
(b) LOADS CALCULATED USING AIRCRAFT AT 250 200 kg (551 600 lb).  
(c) BRAKED MAIN GEAR.

P\_AC\_070300\_1\_0010001\_01\_07

Maximum Pavement Loads  
(Sheet 1 of 4)  
FIGURE-7-3-0-991-001-A01

Figura 7-1: Scarichi a terra Airbus 350-900 – 1/4

1	2	3		4	5		6	
		V (NG)			V (MG) (PER STRUT)			H (PER STRUT)
WEIGHT VARIANT	MAXIMUM RAMP WEIGHT	STATIC LOAD AT FWD CG		STATIC BRAKING AT 10 ft/s? DECELERATION	STATIC LOAD AT AFT CG		STEADY BRAKING AT 10 ft/s? DECELERATION	AT INSTANTANEOUS BRAKING COEFFICIENT = 0.8
A350-900 WV002 (CG 37.07%)	272 900 kg (601 650 lb)	25 110 kg (55 350 lb)	23.93% MAC (a)	TBD	129 610 kg (285 725 lb)	37.07% MAC (a)	42 410 kg (93 500 lb)	103 690 kg (228 600 lb) (c)
A350-900 WV003	268 900 kg (592 825 lb)	23 450 kg (51 700 lb)	23.4% MAC (b)	TBD	128 150 kg (282 525 lb)	38.1% MAC (a)	41 790 kg (92 125 lb)	102 520 kg (226 025 lb) (c)
A350-900 WV004	260 900 kg (575 175 lb)	23 480 kg (51 750 lb)	24.57% MAC (a)	TBD	124 830 kg (275 225 lb)	39.28% MAC (a)	40 550 kg (89 375 lb)	99 870 kg (220 175 lb) (c)
A350-900 WV005	250 900 kg (553 150 lb)	23 520 kg (51 850 lb)	23.39% MAC (a)	TBD	120 690 kg (266 075 lb)	40.86% MAC (a)	38 990 kg (85 950 lb)	96 550 kg (212 875 lb) (c)
A350-900 WV006 (CG 36.4%)	272 900 kg (601 650 lb)	23 450 kg (51 700 lb)	23.4% MAC (b)	TBD	129 310 kg (285 100 lb)	36.4% MAC (a)	42 410 kg (93 500 lb)	103 450 kg (228 075 lb) (c)
A350-900 WV006 (CG 36.83%)	272 900 kg (601 650 lb)	25 110 kg (55 350 lb)	23.93% MAC (a)	TBD	129 500 kg (285 500 lb)	36.83% MAC (a)	42 410 kg (93 500 lb)	103 600 kg (228 400 lb) (c)
A350-900 WV007 (CG 33%)	268 900 kg (592 825 lb)	23 450 kg (51 700 lb)	23.4% MAC (b)	TBD	125 960 kg (277 700 lb)	33% MAC (a)	41 790 kg (92 125 lb)	100 770 kg (222 150 lb) (c)
A350-900 WV007 (CG 38.1%)	268 900kg (592 825 lb)	25 130 kg (55 400 lb)	23.47% MAC (a)	TBD	128 150 kg (282 525 lb)	38.1% MAC (a)	41 790 kg (92 125 lb)	102 520 kg (226 025 lb) (c)
A350-900 WV008	240 900 kg (531 100 lb)	23 150 kg (51 050 lb)	22.65% MAC (a)	TBD	116 490 kg (256 825 lb)	42.4% MAC (a)	37 440 kg (82 525 lb)	93 190 kg (205 450 lb) (c)
A350-900 WV009	275 900 kg (608 250 lb)	23 450 kg (51 700 lb)	23.4% MAC (b)	TBD	129 330 kg (285 125 lb)	33.2% MAC (a)	42 880 kg (94 525 lb)	103 460 kg (228 100 lb) (c)

**NOTE:**

(a) LOADS CALCULATED USING AIRCRAFT AT MRW.

(b) LOADS CALCULATED USING AIRCRAFT AT 250 200 kg (551 600 lb).

(c) BRAKED MAIN GEAR.

P\_AC\_070300\_1\_0010001\_02\_04

Maximum Pavement Loads  
(Sheet 2 of 4)  
FIGURE-7-3-0-991-001-A01

Figura 7-2: Scarichi a terra Airbus 350-900 – 2/4

1	2	3		4	5		6
		V (NG)			H (PER STRUT)		
WEIGHT VARIANT	MAXIMUM RAMP WEIGHT	STATIC LOAD AT FWD CG	STATIC BRAKING AT 10 ft/s? DECELERATION	STATIC BRAKING AT 10 ft/s? DECELERATION	STATIC LOAD AT AFT CG	STEADY BRAKING AT 10 ft/s? DECELERATION	AT INSTANTANEOUS BRAKING COEFFICIENT = 0.8
A350-900 WV010	280 900 kg (619 275 lb)	25 080 kg (55 275 lb) 22.78% MAC (d)	TBD	TBD	130 780 kg (288 300 lb) 31.2% MAC (a)	43 650 kg (96 250 lb) (c)	104 620 kg (230 650 lb) (c)
A350-900 WV011	255 900 kg (564 175 lb)	23 510 kg (51 825 lb) 23.98% MAC (a)	TBD	TBD	122 760 kg (270 650 lb) 40.06% MAC (a)	39 770 kg (87 675 lb) (c)	98 210 kg (216 525 lb) (c)
A350-900 WV012	250 900 kg (553 150 lb)	23 520 kg (51 850 lb) 23.39% MAC (a)	TBD	TBD	120 690 kg (266 075 lb) 40.86% MAC (a)	38 990 kg (85 950 lb) (c)	96 550 kg (212 875 lb) (c)
A350-900 WV013 (ULR)	280 900 kg (619 275 lb)	25 080 kg (55 275 lb) 22.78% MAC (d)	TBD	TBD	130 780 kg (288 300 lb) 31.2% MAC (a)	43 650 kg (96 250 lb) (c)	104 620 kg (230 650 lb) (c)
A350-900 WV014	235 900 kg (520 075 lb)	22 970 kg (50 625 lb) 22.26% MAC (a)	TBD	TBD	114 070 kg (251 475 lb) 42.4% MAC (a)	36 660 kg (80 825 lb) (c)	91 260 kg (201 200 lb) (c)
A350-900 WV015 (CG 31.15%)	277 900 kg (612 675 lb)	23 450 kg (51 700 lb) 23.4% MAC (b)	TBD	TBD	129 360 kg (285 175 lb) 31.15% MAC (a)	43 190 kg (95 200 lb) (c)	103 480 kg (228 150 lb) (c)
A350-900 WV015 (CG 33.27%)	277 900 kg (612 675 lb)	25 080 kg (55 300 lb) 24.48% MAC (a)	TBD	TBD	130 290 kg (287 250 lb) 33.27% MAC (a)	43 190 kg (95 200 lb) (c)	104 240 kg (229 800 lb) (c)
A350-900 WV016	278 900 kg (614 875 lb)	25 080 kg (55 275 lb) 22.78% MAC (d)	TBD	TBD	130 460 kg (287 600 lb) 32.58% MAC (a)	43 340 kg (95 550 lb) (c)	104 370 kg (230 075 lb) (c)
A350-900 WV017	210 900 kg (464 950 lb)	22 060 kg (48 625 lb) 20% MAC (a)	TBD	TBD	99 790 kg (220 000 lb) 36% MAC (a)	32 770 kg (72 250 lb) (c)	79 840 kg (176 000 lb) (c)
A350-900 WV018	217 900 kg (480 375 lb)	20 020 kg (44 150 lb) 24% MAC (a)	TBD	TBD	103 100 kg (227 300 lb) 35.99% MAC (a)	33 860 kg (74 650 lb) (c)	82 480 kg (181 850 lb) (c)

**NOTE:**

- (a) LOADS CALCULATED USING AIRCRAFT AT MRW.
- (b) LOADS CALCULATED USING AIRCRAFT AT 250 200 kg (551 600 lb).
- (c) BRAKED MAIN GEAR.
- (d) LOADS CALCULATED USING AIRCRAFT AT 262 140 kg (577 900 lb).

P\_AC\_070300\_1\_0010001\_03\_02

Maximum Pavement Loads  
 (Sheet 3 of 4)  
 FIGURE-7-3-0-991-001-A01

Figura 7-3: Scarichi a terra Airbus 350-900 – 3/4

1	2	3		4		5		6	
		V (NG)		H (PER STRUT)		V (MG) (PER STRUT)		H (PER STRUT)	
WEIGHT VARIANT	MAXIMUM RAMP WEIGHT	STATIC LOAD AT FWD CG	STATIC BRAKING AT 10 ft/s? DECELERATION	STATIC LOAD AT AFT CG	STATIC BRAKING AT 10 ft/s? DECELERATION	STEADY BRAKING AT 10 ft/s? DECELERATION	STEADY BRAKING AT INSTANTANEOUS BRAKING COEFFICIENT = 0.8	STEADY BRAKING AT 10 ft/s? DECELERATION	STEADY BRAKING AT INSTANTANEOUS BRAKING COEFFICIENT = 0.8
A350-900 WV019	235 900 kg (520 075 lb)	22 970 kg (50 625 lb) 22.26% MAC (a)	TBD	114 070 kg (251 475 lb) 42.4% MAC (a)	36 660 kg (80 825 lb) (c)	91 260 kg (201 200 lb) (c)		43 650 kg (96 250 lb) (c)	104 620 kg (230 650 lb) (c)
A350-900 WV022	280 900 kg (619 275 lb)	25 080 kg (55 275 lb) 22.78% MAC (d)	TBD	130 780 kg (288 300 lb) 31.2% MAC (a)	43 650 kg (96 250 lb) (c)	104 620 kg (230 650 lb) (c)		43 650 kg (96 250 lb) (c)	104 620 kg (230 650 lb) (c)
A350-900 WV023	280 900 kg (619 275 lb)	25 080 kg (55 275 lb) 22.78% MAC (d)	TBD	130 780 kg (288 300 lb) 31.2% MAC (a)	43 650 kg (96 250 lb) (c)	104 620 kg (230 650 lb) (c)		43 650 kg (96 250 lb) (c)	104 620 kg (230 650 lb) (c)

**NOTE:**

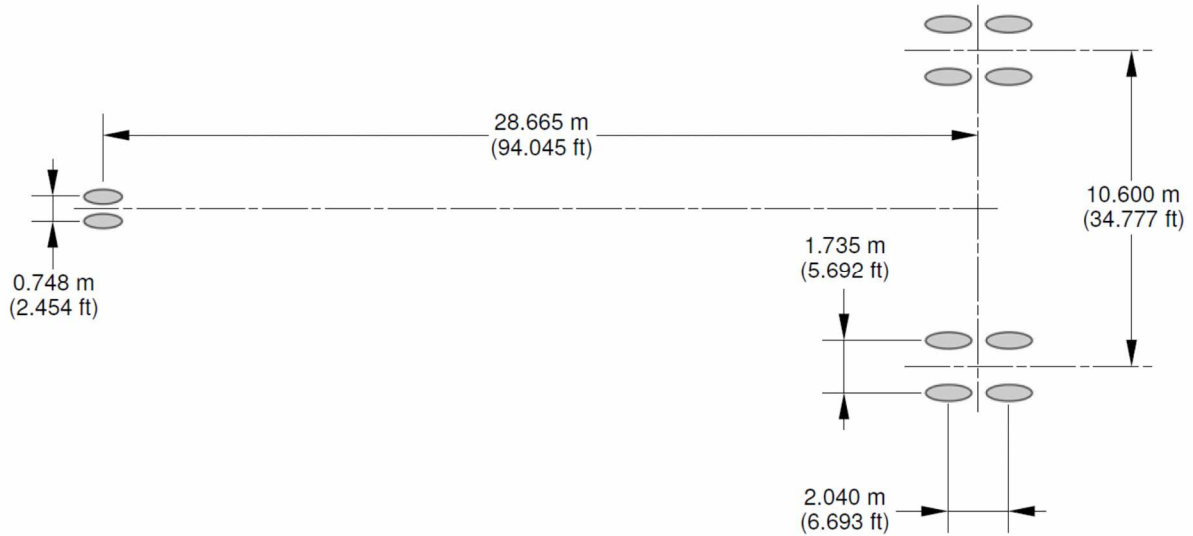
- (a) LOADS CALCULATED USING AIRCRAFT AT MRW.
- (c) BRAKED MAIN GEAR.
- (d) LOADS CALCULATED USING AIRCRAFT AT 262 140 kg (577 900 lb).

P\_AC\_070300\_1\_0010001\_04\_01

Maximum Pavement Loads  
(Sheet 4 of 4)  
FIGURE-7-3-0-991-001-A01

*Figura 7-4: Scarichi a terra Airbus 350-900 – 4/4*





WEIGHT VARIANT	MAXIMUM RAMP WEIGHT	PERCENTAGE OF WEIGHT ON MAIN GEAR GROUP	NOSE GEAR TIRE SIZE	NOSE GEAR TIRE PRESSURE	MAIN GEAR TIRE SIZE	MAIN GEAR TIRE PRESSURE
A350-900 WV000 (CG 33%)	268 900 kg (592 825 lb)	93.7%	1 050x395R16 28PR	12.2 bar (177 psi)	1 400x530R23 42PR	16.6 bar (241 psi)
A350-900 WV000 (CG 38.09%)	268 900 kg (592 825 lb)	95.3%	1 050x395R16 28PR	12.2 bar (177 psi)	1 400x530R23 42PR	16.6 bar (241 psi)
A350-900 WV001 (CG 33.2%)	275 900 kg (608 250 lb)	93.7%	1 050x395R16 28PR	12.2 bar (177 psi)	1 400x530R23 42PR	16.8 bar (244 psi)
A350-900 WV001 (CG 34.83%)	275 900 kg (608 250 lb)	94.3%	1 050x395R16 28PR	12.2 bar (177 psi)	1 400x530R23 42PR	16.8 bar (244 psi)
A350-900 WV002 (CG 36.39%)	272 900 kg (601 650 lb)	94.8%	1 050x395R16 28PR	12.2 bar (177 psi)	1 400x530R23 42PR	16.8 bar (244 psi)
A350-900 WV002 (CG 37.07%)	272 900 kg (601 650 lb)	95.0%	1 050x395R16 28PR	12.2 bar (177 psi)	1 400x530R23 42PR	16.8 bar (244 psi)
A350-900 WV003	268 900 kg (592 825 lb)	95.3%	1 050x395R16 28PR	12.2 bar (177 psi)	1 400x530R23 42PR	16.6 bar (241 psi)

P\_AC\_070200\_1\_0010001\_01\_06

Landing Gear Footprint  
(Sheet 1 of 3)  
**FIGURE-7-2-0-991-001-A01**

*Figura 7-5: Impronta a terra Airbus 350-900 – 1/3*

WEIGHT VARIANT	MAXIMUM RAMP WEIGHT	PERCENTAGE OF WEIGHT ON MAIN GEAR GROUP	NOSE GEAR TIRE SIZE	NOSE GEAR TIRE PRESSURE	MAIN GEAR TIRE SIZE	MAIN GEAR TIRE PRESSURE
A350-900 WV004	260 900 kg (575 175 lb)	95.7%	1 050x395R16 28PR	12.2 bar (177 psi)	1 400x530R23 42PR	16.6 bar (241 psi)
A350-900 WV005	250 900 kg (553 150 lb)	96.2%	1 050x395R16 28PR	12.2 bar (177 psi)	1 400x530R23 42PR	16.6 bar (241 psi)
A350-900 WV006 (CG 36.4%)	272 900 kg (601 650 lb)	94.8%	1 050x395R16 28PR	12.2 bar (177 psi)	1 400x530R23 42PR	16.8 bar (244 psi)
A350-900 WV006 (CG 36.83%)	272 900 kg (601 650 lb)	94.9%	1 050x395R16 28PR	12.2 bar (177 psi)	1 400x530R23 42PR	16.8 bar (244 psi)
A350-900 WV007 (CG 33%)	268 900 kg (592 825 lb)	93.7%	1 050x395R16 28PR	12.2 bar (177 psi)	1 400x530R23 42PR	16.6 bar (241 psi)
A350-900 WV007 (CG 38.1%)	268 900 kg (592 825 lb)	95.3%	1 050x395R16 28PR	12.2 bar (177 psi)	1 400x530R23 42PR	16.6 bar (241 psi)
A350-900 WV008	240 900 kg (531 100 lb)	96.7%	1 050x395R16 28PR	12.2 bar (177 psi)	1 400x530R23 42PR	15.2 bar (220 psi)
A350-900 WV009	275 900 kg (608 250 lb)	93.7%	1 050x395R16 28PR	12.2 bar (177 psi)	1 400x530R23 42PR	16.8 bar (244 psi)
A350-900 WV010	280 900 kg (619 275 lb)	93.1%	1 050x395R16 28PR	12.2 bar (177 psi)	1 400x530R23 42PR	17.1 bar (248 psi)
A350-900 WV011	255 900 kg (564 175 lb)	95.9%	1 050x395R16 28PR	12.2 bar (177 psi)	1 400x530R23 42PR	16.6 bar (241 psi)
A350-900 WV012	250 900 kg (553 150 lb)	96.2%	1 050x395R16 28PR	12.2 bar (177 psi)	1 400x530R23 42PR	16.6 bar (241 psi)
A350-900 WV013	280 900 kg (619 275 lb)	93.1%	1 050x395R16 28PR	12.2 bar (177 psi)	1 400x530R23 42PR	17.1 bar (248 psi)
A350-900 WV014	235 900 kg (520 075 lb)	96.7%	1 050x395R16 28PR	12.2 bar (177 psi)	1 400x530R23 42PR	15.2 bar (220 psi)
A350-900 WV015 (CG 31.15%)	277 900 kg (612 675 lb)	93.1%	1 050x395R16 28PR	12.2 bar (177 psi)	1 400x530R23 42PR	16.8 bar (244 psi)
A350-900 WV015 (CG 33.27%)	277 900 kg (612 675 lb)	93.8%	1 050x395R16 28PR	12.2 bar (177 psi)	1 400x530R23 42PR	16.8 bar (244 psi)
A350-900 WV016	278 900 kg (614 875 lb)	93.6%	1 050x395R16 28PR	12.2 bar (177 psi)	1 400x530R23 42PR	17.1 bar (248 psi)
A350-900 WV017	210 900 kg (464 950 lb)	94.6%	1 050x395R16 28PR	12.2 bar (177 psi)	1 400x530R23 42PR	13.6 bar (197 psi)
A350-900 WV018	217 900 kg (480 375 lb)	94.6%	1 050x395R16 28PR	12.2 bar (177 psi)	1 400x530R23 42PR	13.6 bar (197 psi)

P\_AC\_070200\_1\_0010001\_02\_04

Landing Gear Footprint  
(Sheet 2 of 3)  
FIGURE-7-2-0-991-001-A01

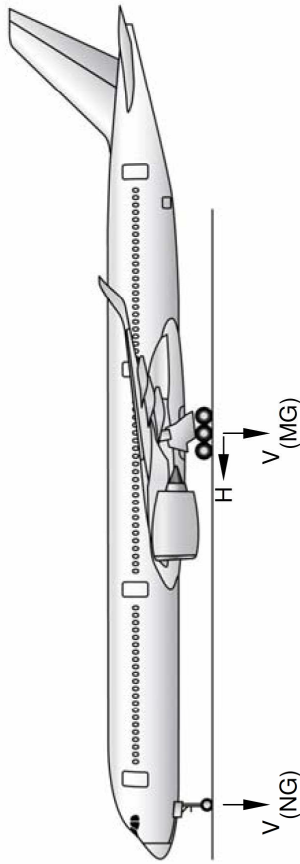
*Figura 7-6: Impronta a terra Airbus 350-900 – 2/3*

WEIGHT VARIANT	MAXIMUM RAMP WEIGHT	PERCENTAGE OF WEIGHT ON MAIN GEAR GROUP	NOSE GEAR TIRE SIZE	NOSE GEAR TIRE PRESSURE	MAIN GEAR TIRE SIZE	MAIN GEAR TIRE PRESSURE
A350-900 WV019	235 900 kg (520 075 lb)	96.7%	1 050x395R16 28PR	12.2 bar (177 psi)	1 400x530R23 42PR	15.2 bar (220 psi)
A350-900 WV022	280 900 kg (619 275 lb)	93.1%	1 050x395R16 28PR	12.2 bar (177 psi)	1 400x530R23 42PR	17.1 bar (248 psi)
A350-900 WV023	280 900 kg (619 275 lb)	93.1%	1 050x395R16 28PR	12.2 bar (177 psi)	1 400x530R23 42PR	17.1 bar (248 psi)

P\_AC\_070200\_1\_0010001\_03\_00

Landing Gear Footprint  
(Sheet 3 of 3)  
FIGURE-7-2-0-991-001-A01

*Figura 7-7: Impronta a terra Airbus 350-900 – 3/3*



$V$  (NG) MAXIMUM VERTICAL NOSE GEAR LOAD AT MOST FORWARD CG

$V$  (MG) MAXIMUM VERTICAL MAIN GEAR LOAD AT MOST AFT CG

$H$  MAXIMUM HORIZONTAL GROUND LOAD FROM BRAKING

1	2	3		4		5		6	
		STATIC LOAD AT FWD CG	V (NG)	STATIC BRAKING AT 10 ft/s? DECELERATION	V (MG) (PER STRUT)	STATIC LOAD AT AFT CG	STEADY BRAKING AT INSTANTANEOUS AT 10 ft/s? DECELERATION	H (PER STRUT)	
A350-1000 WV000 (CG 35.96%)	308 900 kg (681 000 lb)	26 560 kg (58 550 lb)	24.16% MAC (a)	TBD	146 280 kg (322 500 lb)	35.96% MAC (a)	48 000 kg (105 825 lb)	117 020 kg (258 000 lb)	(c)
A350-1000 WV000 (CG 36.28%)	308 900 kg (681 000 lb)	28 020 kg (61 775 lb)	22.46% MAC (a)	TBD	146 420 kg (322 800 lb)	36.28% MAC (a)	48 000 kg (105 825 lb)	117 130 kg (258 225 lb)	(c)
A350-1000 WV001	311 900 kg (687 625 lb)	26 570 kg (58 575 lb)	24.3% MAC (b)	TBD	146 840 kg (323 725 lb)	34% MAC (a)	48 470 kg (106 850 lb)	117 470 kg (258 975 lb)	(c)
A350-1000 WV002	316 900 kg (698 650 lb)	26 850 kg (59 200 lb)	24.6% MAC (a)	TBD	147 770 kg (325 775 lb)	30.8% MAC (a)	49 250 kg (108 575 lb)	118 220 kg (260 625 lb)	(c)
A350-1000 WV004	308 900 kg (681 000 lb)	26 560 kg (58 550 lb)	24.16% MAC (a)	TBD	146 280 kg (322 500 lb)	35.96% MAC (a)	48 000 kg (105 825 lb)	117 020 kg (258 000 lb)	(c)
A350-1000 WV005	270 900 kg (597 225 lb)	25 190 kg (55 525 lb)	21.67% MAC (a)	TBD	130 250 kg (287 150 lb)	41.07% MAC (a)	42 100 kg (92 825 lb)	104 200 kg (229 725 lb)	(c)

**NOTE:**

(a) LOADS CALCULATED USING AIRCRAFT AT MRW.

(b) LOADS CALCULATED USING AIRCRAFT AT 310 400 kg (684 325 lb).

(c) BRAKED MAIN GEAR.

P\_AC\_070300\_1\_0020001\_01\_05

Maximum Pavement Loads  
 (Sheet 1 of 2)  
 FIGURE-7-3-0-991-002-A01

Figura 7-8: Scarichi a terra Airbus 350-1000 – 1/2

1	2	3		4	5		6
		V (NG)			V (MG) (PER STRUT)		
WEIGHT VARIANT	MAXIMUM RAMP WEIGHT	STATIC LOAD AT FWD CG	STATIC BRAKING AT 10 ft/s? DECELERATION	STATIC BRAKING AT 10 ft/s? DECELERATION	STATIC LOAD AT AFT CG	STEADY BRAKING AT 10 ft/s? DECELERATION	AT INSTANTANEOUS BRAKING COEFFICIENT = 0.8
A350-1000 WV006	319 900 kg (705 250 lb)	28 490 kg (62 825 lb) 23.05% MAC (a)	TBD	150 180 kg (331 100 lb) 33.05% MAC (a)	49 710 kg (109 600 lb) (c)	120 140 kg (264 875 lb) (c)	
A350-1000 WV007	260 900 kg (575 175 lb)	24 380 kg (53 750 lb) 21.5% MAC (a)	TBD	125 450 kg (276 575 lb) 41.1% MAC (a)	40 550 kg (89 375 lb) (c)	100 360 kg (221 250 lb) (c)	
A350-1000 WV009	290 900 kg (641 325 lb)	25 910 kg (57 125 lb) 23.06% MAC (a)	TBD	138 680 kg (305 725 lb) 38.21% MAC (a)	45 210 kg (99 675 lb) (c)	110 940 kg (244 600 lb) (c)	
A350-1000 WV010	300 900 kg (663 375 lb)	26 270 kg (57 900 lb) 23.69% MAC (a)	TBD	142 900 kg (315 050 lb) 36.93% MAC (a)	46 760 kg (103 100 lb) (c)	114 320 kg (252 025 lb) (c)	
A350-1000 WV011	316 900 kg (698 650 lb)	26 850 kg (59 200 lb) 24.6% MAC (a)	TBD	147 770 kg (325 775 lb) 30.8% MAC (a)	49 250 kg (108 575 lb) (c)	118 220 kg (260 625 lb) (c)	

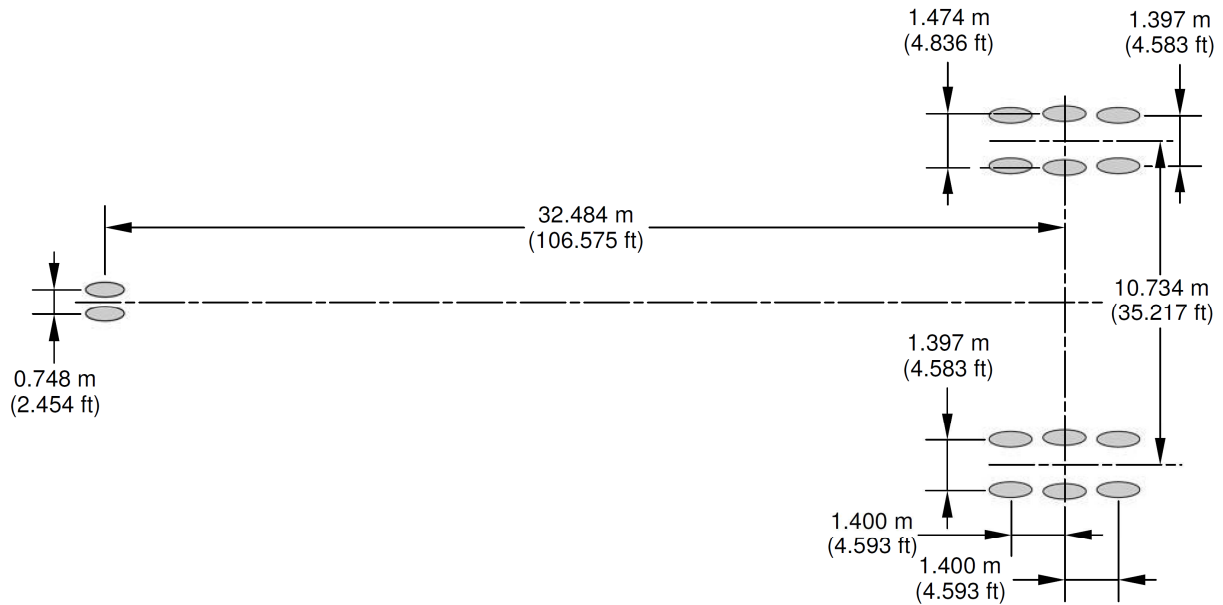
**NOTE:**  
(a) LOADS CALCULATED USING AIRCRAFT AT MRW.  
(c) BRAKED MAIN GEAR.

P\_AC\_070300\_1\_0020001\_02\_01

Maximum Pavement Loads  
(Sheet 2 of 2)

FIGURE-7-3-0-991-002-A01

*Figura 7-9: Scarichi a terra Airbus 350-1000 – 2/2*



WEIGHT VARIANT	MAXIMUM RAMP WEIGHT	PERCENTAGE OF WEIGHT ON MAIN GEAR GROUP	NOSE GEAR TIRE SIZE	NOSE GEAR TIRE PRESSURE	MAIN GEAR TIRE SIZE	MAIN GEAR TIRE PRESSURE
A350-1000 WV000 (CG 35.96%)	308 900 kg (681 000 lb)	94.7%	1 050x395R16 28PR	12.2 bar (177 psi)	50x20R22 34PR	15.2 bar (220 psi)
A350-1000 WV000 (CG 36.28%)	308 900 kg (681 000 lb)	94.8%	1 050x395R16 28PR	12.2 bar (177 psi)	50x20R22 34PR	15.2 bar (220 psi)
A350-1000 WV001	311 900 kg (687 625 lb)	94.2%	1 050x395R16 28PR	12.2 bar (177 psi)	50x20R22 34PR	15.2 bar (220 psi)
A350-1000 WV002	316 900 kg (698 650 lb)	93.3%	1 050x395R16 28PR	12.2 bar (177 psi)	50x20R22 34PR	15.2 bar (220 psi)
A350-1000 WV004	308 900 kg (681 000 lb)	94.7%	1 050x395R16 28PR	12.2 bar (177 psi)	50x20R22 34PR	15.2 bar (220 psi)
A350-1000 WV005	270 900 kg (597 225 lb)	96.2%	1 050x395R16 28PR	12.2 bar (177 psi)	50x20R22 34PR	15.2 bar (220 psi)
A350-1000 WV006	319 900 kg (705 250 lb)	93.9%	1 050x395R16 28PR	12.2 bar (177 psi)	50x20R22 36PR	15.6 bar (226 psi)
A350-1000 WV007	260 900 kg (575 175 lb)	96.2%	1 050x395R16 28PR	12.2 bar (177 psi)	50x20R22 34PR	13.1 bar (190 psi)
A350-1000 WV009	290 900 kg (641 325 lb)	95.3%	1 050x395R16 28PR	12.2 bar (177 psi)	50x20R22 34PR	15.2 bar (220 psi)
A350-1000 WV010	300 900 kg (663 375 lb)	95.0%	1 050x395R16 28PR	12.2 bar (177 psi)	50x20R22 34PR	15.2 bar (220 psi)
A350-1000 WV011	316 900 kg (698 650 lb)	93.3%	1 050x395R16 28PR	12.2 bar (177 psi)	50x20R22 34PR	15.2 bar (220 psi)

P\_AC\_070200\_1\_0020001\_01\_06

Landing Gear Footprint  
 FIGURE-7-2-0-991-002-A01

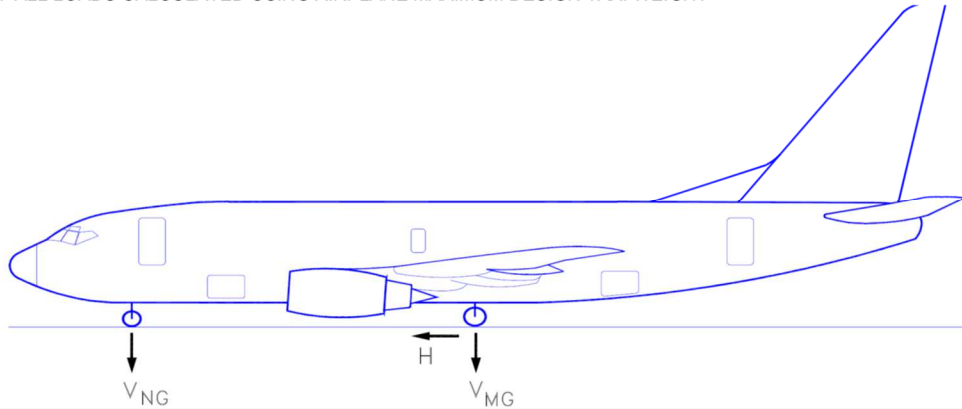
*Figura 7-10: Impronta a terra Airbus 350-1000*

$V_{NG}$  = MAXIMUM VERTICAL NOSE GEAR GROUND LOAD AT MOST FORWARD CENTER OF GRAVITY

$V_{MG}$  = MAXIMUM VERTICAL MAIN GEAR GROUND LOAD AT MOST AFT CENTER OF GRAVITY

H = MAXIMUM HORIZONTAL GROUND LOAD FROM BRAKING

NOTE: ALL LOADS CALCULATED USING AIRPLANE MAXIMUM DESIGN TAXI WEIGHT

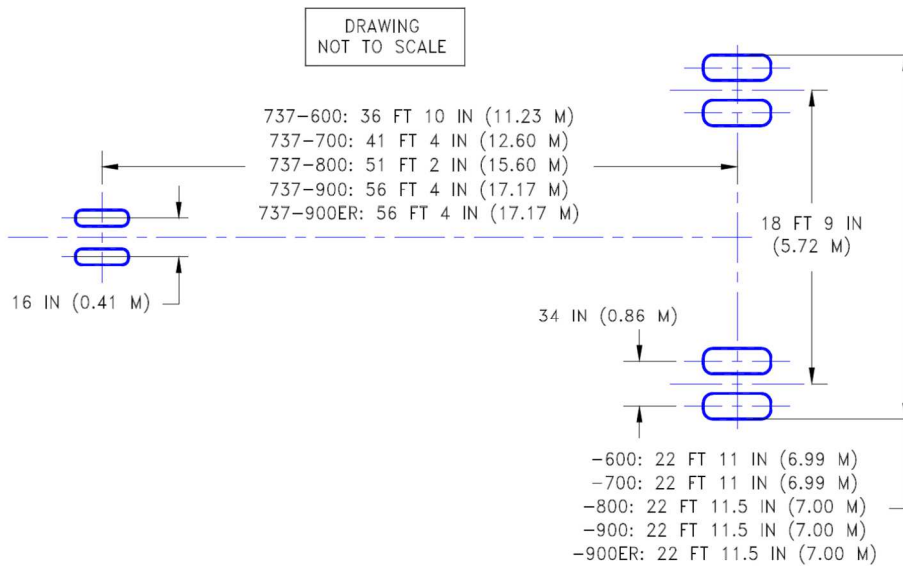


MODEL	UNITS	MAXIMUM DESIGN TAXI WEIGHT	$V_{NG}$		$V_{MG}$ PER STRUT AT MAX LOAD AT STATIC AFT C.G.	H PER STRUT	
			STATIC AT MOST FWD C.G.	STATIC + BRAKING 10 FT/SEC <sup>2</sup> DECEL		STEADY BRAKING 10 FT/SEC <sup>2</sup> DECEL	AT INSTANTANEOUS BRAKING ( $\mu=0.8$ )
737-600	LB	124,500	16,839	26,489	58,333	19,298	46,666
	KG	56,472	7,638	12,015	26,459	8,708	21,167
737-600	LB	144,000	19,020	30,180	66,708	22,320	53,366
	KG	65,317	8,627	13,689	30,258	10,124	24,206
737-600	LB	145,000	19,000	30,236	66,454	22,475	53,163
	KG	65,771	8,618	13,715	30,143	10,194	24,114
737-700	LB	133,500	17,558	26,711	63,000	20,692	50,400
	KG	60,554	7,963	12,116	28,576	9,386	22,861
737-700	LB	153,500	18,740	29,265	71,482	23,792	57,185
	KG	69,626	8,500	13,274	32,424	10,792	25,939
737-700	LB	155,000	16,925	27,552	71,060	24,025	56,847
	KG	70,307	7,677	12,497	32,232	10,898	25,785
737-800	LB	156,000	16,770	25,510	75,062	24,180	60,050
	KG	70,750	7,607	11,571	34,047	10,968	27,442
737-800	LB	173,000	17,059	26,752	82,143	26,815	65,715
	KG	78,471	7,738	12,134	37,259	12,163	29,808
737-800	LB	174,700	15,100	24,886	81,730	27,078	65,384
	KG	79,242	6,849	11,279	37,060	12,282	29,658
737-900	LB	164,500	14,998	23,369	78,962	25,498	63,169
	KG	74,616	6,803	10,600	35,817	11,566	28,653
737-900	LB	174,700	14,155	23,045	81,743	27,078	65,394
	KG	79,242	6,421	10,453	37,078	12,282	29,662
737-900ER	LB	188,200	15,206	24,810	88,993	29,227	71,194
	KG	85,366	6,897	11,254	40,367	13,257	32,293

**7.3.3 MAXIMUM PAVEMENT LOADS**

MODEL 737-600, -700, -800, -900, -900ER WITH AND WITHOUT WINGLETS

Figura 7-11: Scarichi a terra Boeing 737



	UNITS	737-600	737-700	737-800	737-900	737-900ER
MAXIMUM DESIGN	LB	124,500 THRU 145,000	133,500 THRU 155,000	156,000 THRU 174,700	164,500 THRU 174,700	164,500 THRU 188,200
	KG	56,472 THRU 65,771	60,554 THRU 70,307	70,760 THRU 79,242	74,616 THRU 79,242	74,616 THRU 85,366
NOSE GEAR TIRE SIZE	IN.	27 x 7.7 - 15 12 PR			27 x 7.75 - 15 12 PR	27 x 7.75 - 15 12 PR
NOSE GEAR TIRE PRESSURE	PSI	206	205	185	185	185
	KG/CM <sup>2</sup>	14.50	14.44	13.03	13.03	13.03
MAIN GEAR TIRE SIZE	IN.	H43.5 x 16.0 - 21 24PR OR 26 PR	H43.5 x 16.0 - 21 26 PR	H44.5 x 16.5 - 21 28 PR	H44.5 x 16.5 - 21 28 PR	H44.5 x 16.5 - 21 30 PR
MAIN GEAR TIRE PRESSURE	PSI	182 THRU 205	197 THRU 205	204 THRU 205	204 THRU 205	205 THRU 220
	KG/CM <sup>2</sup>	12.80 THRU 14.41	13.85 THRU 14.41	14.39 THRU 14.41	14.34 THRU 14.41	14.41 THRU 15.47

OPTIONAL TIRES

MAIN GEAR TIRE SIZE	IN.	H44.5 x 16.5 - 21 28PR (1)	H44.5 x 16.5 - 21 28PR	NOT AVAILABLE	NOT AVAILABLE	NOT AVAILABLE
MAIN GEAR TIRE PRESSURE	PSI	168 THRU 205	179 THRU 205	NOT AVAILABLE	NOT AVAILABLE	NOT AVAILABLE
	KG/CM <sup>2</sup>	11.81 THRU 14.41	12.59 THRU 14.41	NOT AVAILABLE	NOT AVAILABLE	NOT AVAILABLE

NOTE: (1) H44.5 x 16.5 – 21 28PR TIRE CERTIFICATED ON 737-600 UP TO 144,000 LB (65,317 KG)

**7.2.5 LANDING GEAR FOOTPRINT**

MODEL 737-600, -700, -800, -900, -900ER WITH AND WITHOUT WINGLETS

*Figura 7-12: Impronta a terra Boeing 737*



#### 7.3.4 Azioni sismiche

Operando secondo il D.M. 17/01/2018, la combinazione sismica di progetto agli Stati Limite, ultimi e di esercizio, da adottare per le verifiche è la seguente:

$$E_d = G_1 \text{ "+" } G_2 \text{ "+" } P \text{ "+" } E \text{ "+" } \sum \psi_{2j} Q_{kj}$$

dove:

- "+" indica la combinazione degli effetti;
- $G_1$  peso proprio di tutti gli elementi strutturali, peso proprio del terreno, forze risultanti dalla pressione dell'acqua;
- $G_2$  peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- $P$  è il valore delle azioni di pretensione e precompressione;
- $E$  è il valore di progetto dell'azione sismica per il periodo di ritorno di riferimento;
- $\psi_{2j}$  coefficienti che forniscono i valori quasi permanenti delle azioni variabili;
- $Q_{kj}$  valore caratteristico dell'azione variabile j-esima.

Gli effetti dell'azione sismica devono essere valutati considerando le masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 \text{ "+" } G_2 \text{ "+" } \sum \psi_{2j} Q_{kj}$$

La componente sismica  $E$  si traduce pertanto nella seguente espressione:

$$E = K_x [ G_1 \text{ "+" } G_2 \text{ "+" } \sum \psi_{2j} Q_{kj} ] \quad \text{dove} \rightarrow \quad K_x = 0,2441$$

Gli elementi strutturali dimensionati per la verifica sismica allo *Stato Limite Ultimo* (SLU) attraverso un'analisi lineare elastica dissipativa (prevedendo un fattore di struttura  $q > 1$ ) devono rispettare le limitazioni, in termini di geometria e di quantitativi di armatura relativi alla classe di duttilità CD "B", secondo il criterio di gerarchia delle resistenze; invece per gli elementi strutturali dimensionati per lo *Stato Limite Esercizio* (SLE) o per lo SLU mediante un'analisi lineare elastica non dissipativa ( $q=1$ ), i criteri di gerarchia delle resistenze e di duttilità perdono di rilevanza.

Nella fattispecie, in base alle ipotesi di calcolo adottate, in cui si considera il periodo proprio della struttura  $T=0$  e sostanzialmente  $q=1$ , le strutture saranno dimensionate secondo un'analisi lineare elastica non dissipativa.

La condizione di forze inerziali rientra nella **Cond. Elementare E3 \ E4**.

Oltre alle componenti sismiche dei carichi verticali sopra discusse ci sono le spinte del terreno in condizioni sismiche, le quali possono assumere differenti espressioni a seconda del tipo di opera che si intende realizzare.

Congruentemente con quanto sviluppato nel modello di calcolo eseguito col programma di interazione terreno-struttura "Paratie", l'azione di spinta delle terre viene applicata come forze concentrate in corrispondenza dei solai e/o fodere.

Tali valori sono desunti dai modelli di paratie sviluppati per il calcolo delle strutture di sostegno (per maggior dettaglio si rimanda alla relazione di calcolo dedicata).

La condizione d'incremento di spinta sismica del terreno rientra nella **Cond. Elementare E1 \ E2**.

## 7.4 SOLLECITAZIONI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI

### 7.4.1 Riepilogo delle Condizioni Elementari di carico (CCE)

Cond.	Descrizione
<b>G<sub>1pz</sub></b>	Pesi propri delle strutture
<b>G<sub>2z</sub></b>	Ricoprimento sulla copertura
<b>G<sub>5z</sub></b>	Sovraccarichi permanenti sul solaio di fondo
<b>G<sub>6z</sub></b>	Sovraccarichi permanenti sugli orizzontamenti intermedi
<b>G<sub>3_1</sub></b>	Spinta statica delle terre (dedotta dal modello paratie)
<b>G<sub>4'</sub></b>	Spinta dell'acqua di falda di riferimento
<b>G<sub>4''</sub></b>	Spinta dell'acqua di falda di progetto
<b>QC1</b>	Carico distribuito accidentale in copertura – centrale
<b>QC2</b>	Carico distribuito accidentale in copertura – laterale
<b>QV1C</b>	Sovraccarichi variabili sugli orizz. Intermedi – solaio 1 centrale
<b>QV1L</b>	Sovraccarichi variabili sugli orizz. Intermedi – solaio 1 laterale
<b>QV2C</b>	Sovraccarichi variabili sugli orizz. Intermedi – solaio 2 centrale
<b>QV2L</b>	Sovraccarichi variabili sugli orizz. Intermedi – solaio 2 laterale
<b>QV3C</b>	Sovraccarichi variabili sugli orizz. intermedi – solaio di fondo centrale
<b>QV3L</b>	Sovraccarichi variabili sugli orizz. intermedi – solaio di fondo laterale
<b>E1</b>	Azioni sismiche sul terreno (verso positivo)
<b>E2</b>	Azioni sismiche sul terreno (verso negativo)
<b>E3</b>	Azioni sismiche sulle strutture interne (verso positivo)
<b>E4</b>	Azioni sismiche sulle strutture interne (verso negativo)

### 7.4.2 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico sono definite in accordo alle D.M. 17/01/2018 (NTC2018), con riferimento allo Stato Limite Ultimo (SLU) e allo Stato Limite di Esercizio (SLE), in accordo a quanto previsto nel § 6.1.

Per un maggior dettaglio sulle combinazioni di carico considerate nel dimensionamento delle strutture interne si rimanda all'**ALLEGATO A – Combinazioni di carico dimensionamento delle strutture**.

## 7.5 SOLLECITAZIONI OTTENUTE NEI MODELLI DI CALCOLO ANALIZZATI

### 7.5.1 Modello 1: sollecitazioni sulla copertura sezione TIPO 1 e 2

Il modello 1 riguarda il dimensionamento della copertura della sezione TIPO 1 e TIPO 2.

La copertura ha la duplice funzione:

- 1) contrasto in testa ai diaframmi durante la fase di realizzazione;
- 2) soletta di copertura della Galleri Artificiale in esercizio.

La particolarità/innovazione della soluzione proposta è quella di impiegare travi reticolari autoportanti acciaio-calcestruzzo in fase realizzazione degli scavi come contrasto in testa all'inflessione delle strutture di sostegno del terreno.

Il traliccio reticolare è formato da elementi strutturali monodimensionali (corrente superiore ed inferiore, anima di collegamento e dispositivo di appoggio), realizzati mediante l'impiego di piatti, tondi e profilati quadri pieni in acciaio per carpenteria metallica, assemblati tra loro tramite unioni saldate.

Una volta raggiunto il fondo scavo e realizzate le strutture interne, le travi reticolari fungono da appoggio per le *prédalles* prefabbricate atte a sostenere il getto di completamento della soletta previa posa in opera delle armature integrative aggiuntive.

Dopo la maturazione ed il raggiungimento della resistenza caratteristica di progetto prevista per il calcestruzzo, la trave reticolare si costituisce elemento monolitico misto acciaio calcestruzzo con soletta collaborante, in cui il profilato metallico reticolare è interamente inglobato nel conglomerato cementizio. In questa fase, le travi reticolari autoportanti rientrano nella famiglia delle "travi miste acciaio-calcestruzzo".

La sezione finale della soletta è quindi una forma di "T" con interasse 4 m.

**A favore di sicurezza il comportamento della copertura è assimilato a una trave in semplice appoggio.**

Si rimanda alla relazione di calcolo in allegato, vedi **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, per il dimensionamento e verifica della copertura.

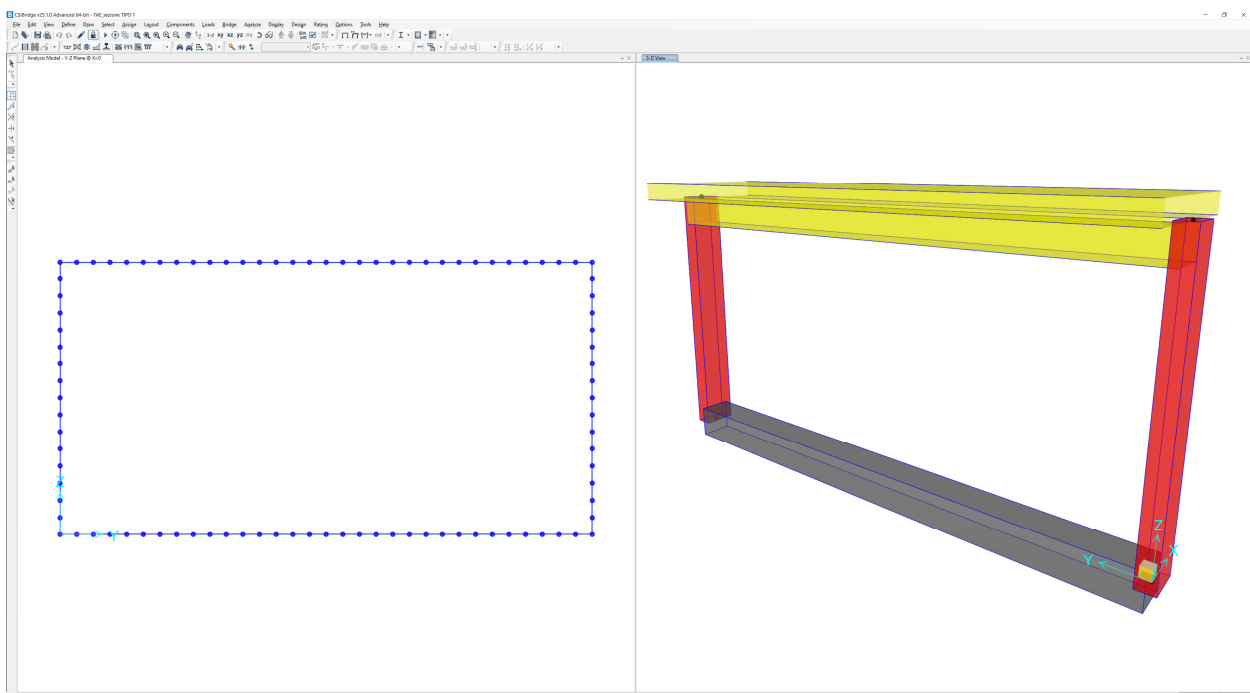
### 7.5.2 Modello 2: sollecitazioni strutture interne sezione TIPO 1

Il modello 2 riguarda il dimensionamento delle strutture interne della sezione TIPO 1.

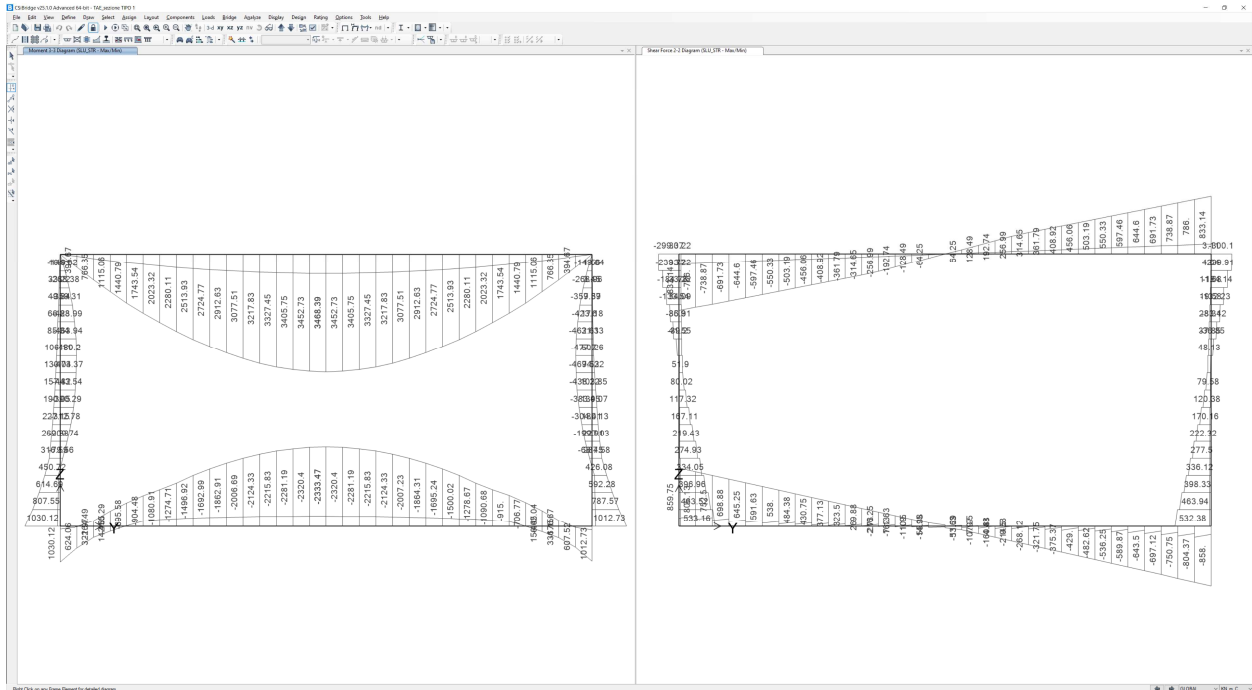
Il modello di calcolo assunto è quello di un telaio avente le caratteristiche descritte al § 5.1.1 soggetto ai carichi descritti al § 7.3, in cui la soletta di copertura è incernierata alle pareti laterali.

La luce interna della sezione è pari a 15,1 m orizzontali e 7 m verticali.

Si riporta di seguito l'immagine del modello considerato:



Si riporta di seguito, in forma qualitativa, l'andamento dell'involuppo SLU delle sollecitazioni flettenti (sx) e delle azioni taglianti (dx):



Si riportano nel seguito in forma tabellare le massime sollecitazioni per ciascun elemento; vengono indicate solo le combinazioni dimensionanti agli SLE e agli SLU (la combinazione sismica non risulta dimensionante per nessun elemento).

ELEMENTO	DIMENSIONE [cm]	COMBINAZIONE	Md [kNm/m]	Td [kN/m]	Nd [kN/m]
Fondo	100	SLU	-2335 \ +1030	860	-
Contropareti	55*	SLU	-480 \ +550 (+920 ***)	465	-150 **
Fondo	100	SLE_RR	-1495 \ +675	-	-
Contropareti	55*	SLE_RR	-60 \ +360 (+530***)	-	-150 **
Fondo	100	SLE_FR e SLE_QP	-1480 \ +670	-	-
Contropareti	55*	SLE_FR e SLE_QP	-55 \ +355 (+520 ***)	-	-150 **

\* è lo spessore efficace considerato

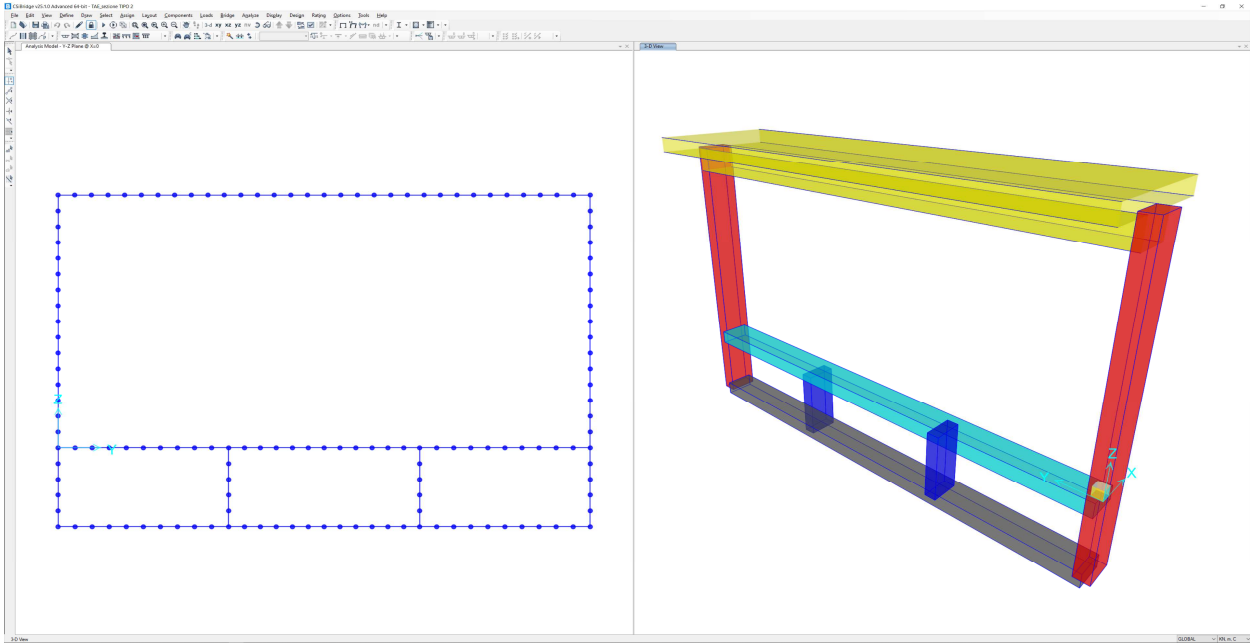
\*\* si considera cautelativamente il valore minimo (in valore assoluto) in quanto la quota parte maggiore di N finirà sui diaframmi

\*\*\* il picco di momento si riferisce alla porzione di fodera al di sotto del piano stradale; per assorbire tale valore la fodera deve presentare una sezione resistente di almeno 85 cm

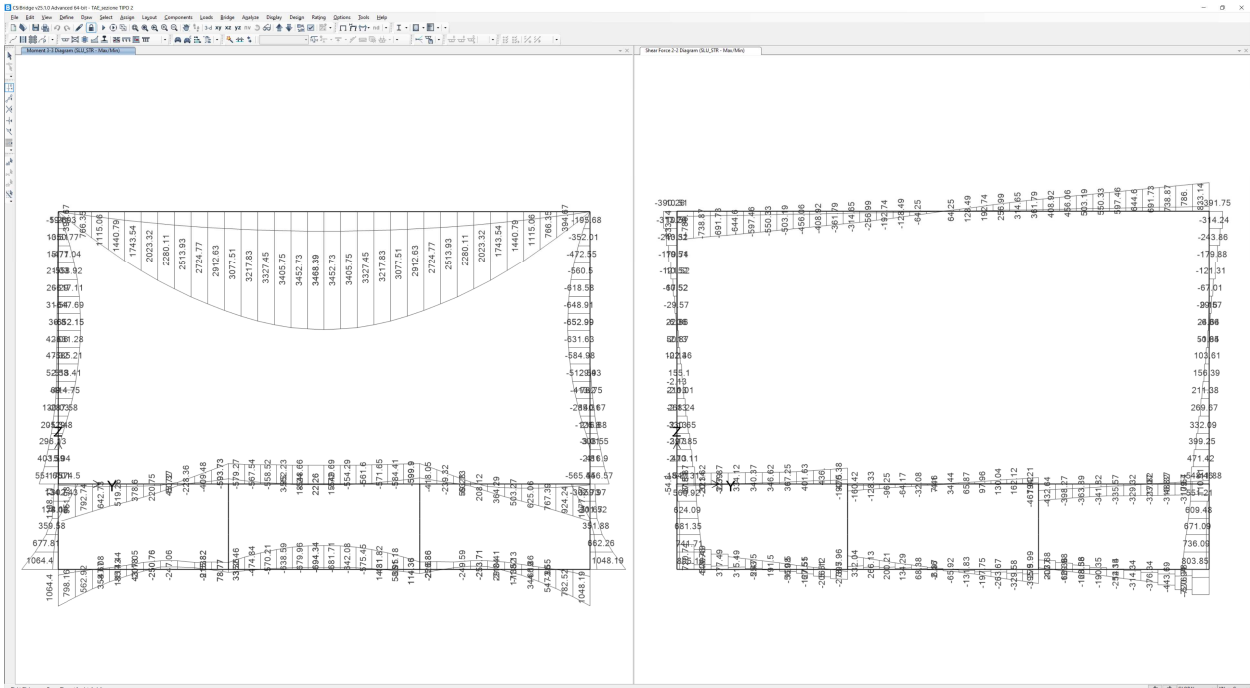
### 7.5.3 Modello 3: sollecitazioni strutture interne sezione TIPO 2

Il modello 3 riguarda il dimensionamento delle strutture interne della sezione TIPO 2, ovvero la sezione di galleria in corrispondenza della vasca di raccolta acque. Il modello di calcolo assunto è quello di un telaio avente le caratteristiche descritte al § 5.1.2 soggetto ai carichi descritti al § 7.3, in cui la soletta di copertura è incernierata alle pareti laterali.

La luce interna della sezione è pari a 15,1 m orizzontali e 7 m verticali; l'altezza netta della vasca di raccolta acque è assunta pari a 2 m. Si riporta di seguito l'immagine del modello considerato:



Si riporta di seguito, in forma qualitativa, l'andamento dell'involuppo SLU delle sollecitazioni flettenti (sx) e delle azioni taglianti (dx):



Si riportano nel seguito in forma tabellare le massime sollecitazioni per ciascun elemento; vengono indicate solo le combinazioni dimensionanti agli SLE e agli SLU (la combinazione sismica non risulta dimensionante per nessun elemento).

ELEMENTO	DIMENSIONE [cm]	COMBINAZIONE	Md [kNm/m]	Td [kN/m]	Nd [kN/m]
Fondo	70	SLU	-700 \ +930	600	-
Intermedia	70	SLU	-600 \ +950	470	-
Contropareti	55*	SLU	-650 \ +540 (+900 <sup>***</sup> )	570 (+750 <sup>***</sup> )	-200 **
Fondo	70	SLE_RR, SLE_FR e SLE_QP	-500 \ +615	-	-
Intermedia	70	SLE_RR, SLE_FR e SLE_QP	-440 \ +660	-	-
Contropareti	55*	SLE_RR, SLE_FR e SLE_QP	-150 \ +390 (+630 <sup>***</sup> )	-	-200 **

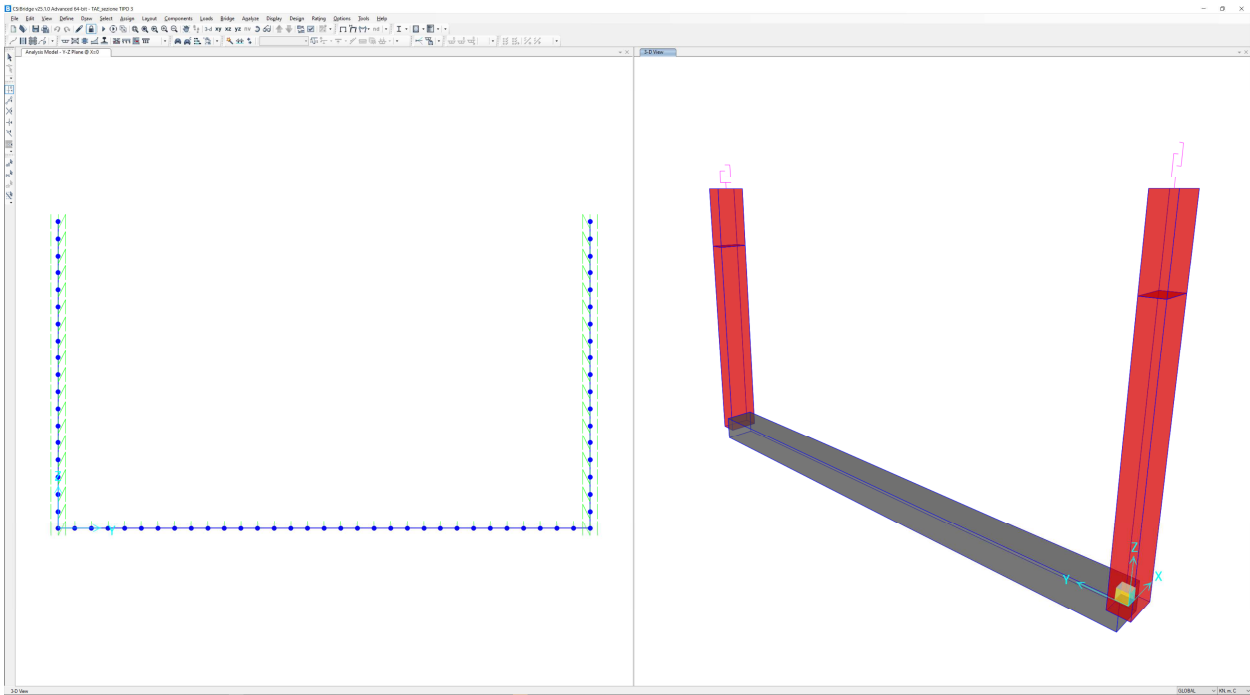
\* è lo spessore efficace considerato

\*\* si considera cautelativamente il valore minimo (in valore assoluto) in quanto la quota parte maggiore di N finirà sui diaframmi

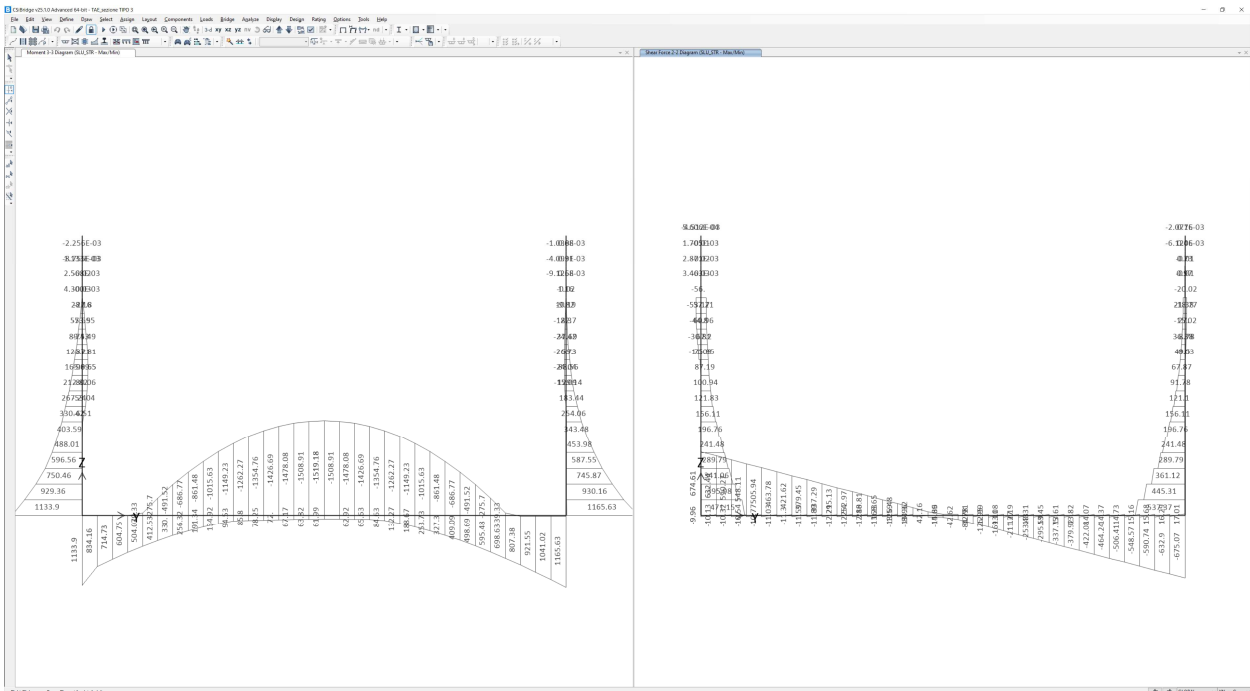
\*\*\* il picco di momento si riferisce alla porzione di fodera al di sotto del piano stradale; per assorbire tale valore la fodera deve presentare una sezione resistente di almeno 85 cm

### 7.5.4 Modello 4: sollecitazioni strutture interne sezione TIPO 3

Il modello 4 riguarda il dimensionamento delle strutture interne della sezione TIPO 3, ovvero la condizione di sezione ad “U” per un’altezza di scavo tra 9 m e 6 m. Il modello di calcolo assunto è quello di un telaio avente le caratteristiche descritte al § 5.1.3 soggetto ai carichi descritti al § 7.3. La luce interna della sezione è pari a 15,1 m orizzontali. Si riporta di seguito l’immagine del modello considerato:



Si riporta di seguito, in forma qualitativa, l’andamento dell’involuppo SLU delle sollecitazioni flettenti (sx) e delle azioni taglianti (dx):



Si riportano nel seguito in forma tabellare le massime sollecitazioni per ciascun elemento; vengono indicate solo le combinazioni dimensionanti agli SLE e agli SLU (la combinazione sismica non risulta dimensionante per nessun elemento).

ELEMENTO	DIMENSIONE [cm]	COMBINAZIONE	Md [kNm/m]	Td [kN/m]	Nd [kN/m]
Fondo	80	SLU	-1520 \ +1165	675	-
Contropareti	55*	SLU	-100 \ +690 (+930 ***)	440	-300 **
Fondo	80	SLE_RR, SLE_FR e SLE_QP	-960 \ +660	-	-
Contropareti	55*	SLE_RR, SLE_FR e SLE_QP	- \ +455 (+610***)	-	-200 **

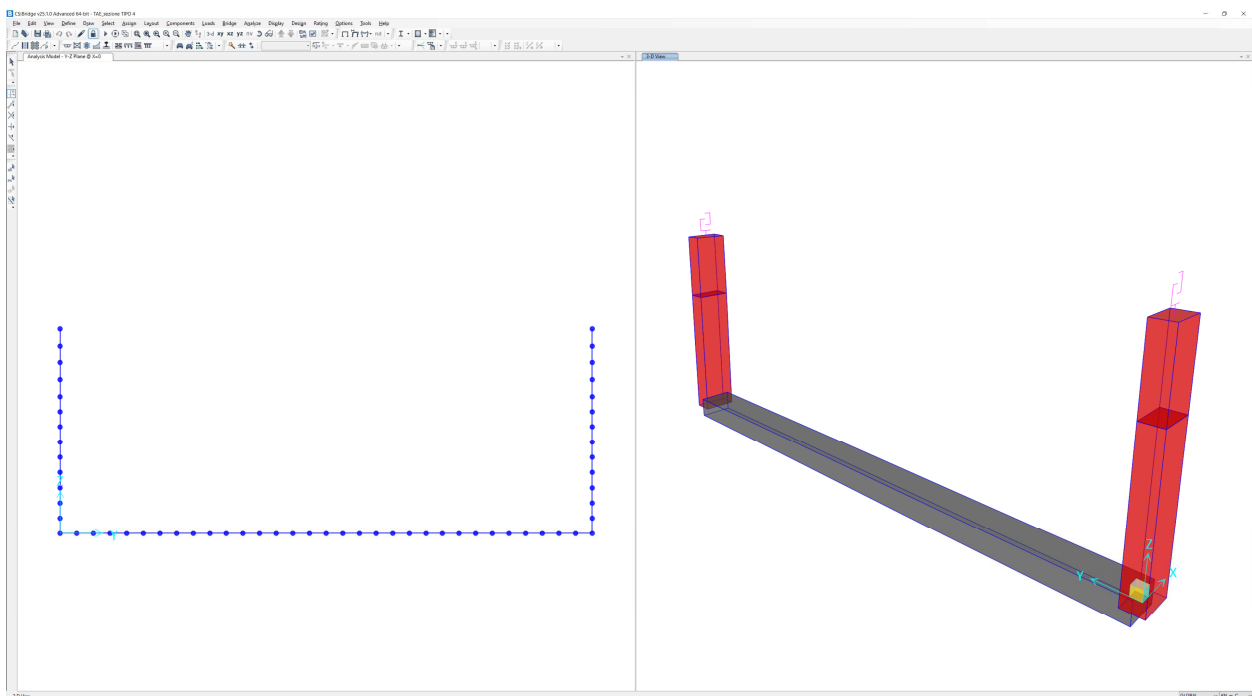
\* è lo spessore efficace considerato

\*\* si considera cautelativamente il 50% carico dovuto alla sottospinta dell'acqua

\*\*\* il picco di momento si riferisce alla porzione di fodera al di sotto del piano stradale; per assorbire tale valore la fodera deve presentare una sezione resistente di almeno 85 cm

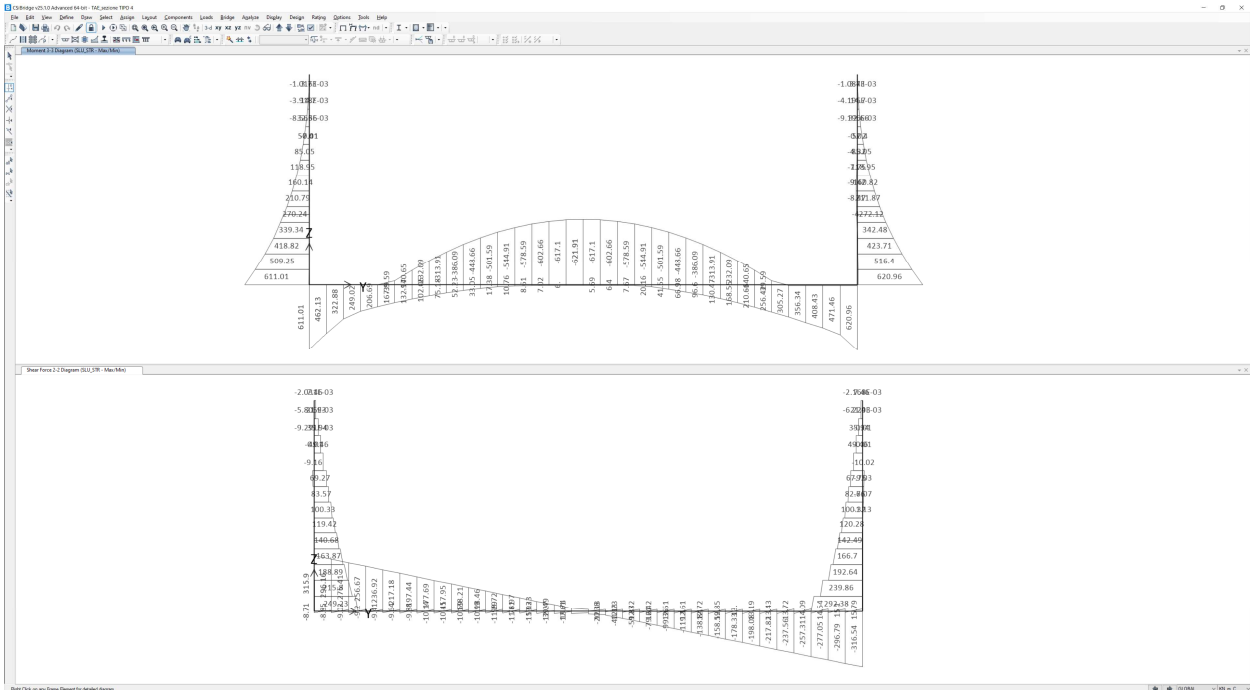
#### 7.5.5 Modello 5: sollecitazioni strutture interne sezione TIPO 4

Il modello 5 riguarda il dimensionamento delle strutture interne della sezione TIPO 4, ovvero la condizione di sezione ad "U" per un'altezza di scavo tra 6 m e 2 m. Il modello di calcolo assunto è quello di un telaio avente le caratteristiche descritte al § 5.1.4 soggetto ai carichi descritti al § 7.3. La luce interna della sezione è pari a 15,1 m orizzontali. Si riporta di seguito l'immagine del modello considerato:





Si riporta di seguito, in forma qualitativa, l'andamento dell'involuppo SLU delle sollecitazioni flettenti (sopra) e delle azioni taglianti (sotto):



Si riportano nel seguito in forma tabellare le massime sollecitazioni per ciascun elemento; vengono indicate solo le combinazioni dimensionanti agli SLE e agli SLU (la combinazione sismica non risulta dimensionante per nessun elemento).

ELEMENTO	DIMENSIONE [cm]	COMBINAZIONE	Md [kNm/m]	Td [kN/m]	Nd [kN/m]
Fondo	80	SLU	-620 \ +620	315	-
Contropareti	55*	SLU	- \ +565	240	-150 **
Fondo	80	SLE_RR, SLE_FR e SLE_QP	-390 \ +330	-	-
Contropareti	55*	SLE_RR, SLE_FR e SLE_QP	- \ +340	-	-100 **

\* è lo spessore efficace considerato

\*\* si considera cautelativamente il 50% carico dovuto alla sottospinta dell'acqua

## 7.6 VERIFICHE STRUTTURALI

### 7.6.1 Verifica degli elementi del “Modello 2”

#### 7.6.1.1 Soletta di fondo

Spessore	Lato	Armatura a flessione direzione 11	Armatura a flessione direzione 22	Armatura a taglio
100	Sup. Inf.	6 $\phi$ 26 + 6 $\phi$ 30 (*) copriferro 6,5 cm 6 $\phi$ 26 copriferro 6,3 cm	Si inserisce il 25% dell'armatura principale	Spilli $\phi$ 10/20x30

(\*) Le armature sono accoppiate

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.1 MPa
	Resis. compr. ridotta v1*fcd:	9.1 MPa cfr.(6.9)EC2
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33345.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.4 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa	

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale  
Classe Calcestruzzo: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	100.0
3	50.0	100.0
4	50.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.7	6.3	26
2	-43.7	93.5	26
3	43.7	93.5	26

4                      43.7                      6.3                      26

**DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE**

N°Gen.                      Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
 N°Barra Ini.              Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione  
 N°Barra Fin.              Numero della barra finale cui si riferisce la generazione  
 N°Barre                    Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione  
 Ø                              Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	4	26
2	2	3	4	26
3	2	3	6	30

**ARMATURE A TAGLIO**

Diametro staffe:              10 mm  
 Passo staffe:                  20.0 cm

**Indicazione Barre Longitudinali di risvolto per ogni staffa:**

N°Staffa	Barra	Barra	Barra	Barra
1	1	2	3	4
2	5	9	12	8

**Coordinate Barre generate di risvolto delle staffe:**

N°Barra	X[cm]	Y[cm]
5	-26.2	6.3
9	-26.2	93.5
12	26.2	93.5
8	26.2	6.3

**CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N                              Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
 Mx                            Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia  
                                   con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
 My                            Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia  
                                   con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
 Vy                            Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y  
 Vx                            Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	-2335.00	0.00	860.00	0.00

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N                              Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx                            Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
                                   con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My                            Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
                                   con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-1495.00	0.00

**COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-1480.00 (-715.87)	0.00 (0.00)

### RISULTATI DEL CALCOLO

#### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.0 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 2.2 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 4.0 cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
As Tesa Area armature trave [cm<sup>2</sup>] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (9.1N)EC2-1]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	-2335.00	0.00	0.00	-2555.13	0.00	1.09	74.3(16.3)

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.132	-50.0	0.0	0.00172	-43.7	6.3	-0.02299	-43.7	93.5

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.  
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000283291	0.003500000	0.132	0.700

#### VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 10 mm  
 Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 70.3 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata  
 Ved Taglio di progetto [kN] = proiezione di  $V_x$  e  $V_y$  sulla normale all'asse neutro  
 Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (6.9)EC2]  
 Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(6.8) EC2]  
 Dmed Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro.  
 La resistenza delle travi è calcolata assumendo il valore di 0.9 Dmed come coppia interna.  
 I pesi della media sono le lunghezze delle strisce. (Sono escluse le strisce totalmente non compresse).  
 bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro  
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.  
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo  
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm<sup>2</sup>/m]  
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm<sup>2</sup>/m]  
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.  
 L'area della legatura è ridotta col fattore  $L/d_{max}$  con  $L$ =lunghezza legatura proiettata sulla direzione del taglio e  $d_{max}$ = massima altezza utile nella direzione del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	860.00	2636.04	1295.84	93.7	100.0	2.500	1.000	10.4	15.7(0.0)

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]  
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
 Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]  
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)  
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
 As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	8.79	-50.0	0.0	-241.4	31.2	93.5	1650	74.3

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a  $f_{ctm}$   
 Esito della verifica  
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
 k2 = 0.5 per flessione;  $= (e1 + e2) / (2 * e1)$  per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]  
 k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
 k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]  
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
 Tra parentesi: valore minimo =  $0.6 S_{max} / E_s$  [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]  
 wk Apertura fessure in mm calcolata =  $sr_{max} * (e_{sm} - e_{cm})$  [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi  
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]  
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00134	0.00000	0.500	28.1	50	0.00095 (0.00072)	276	0.263 (990.00)	-715.87	0.00

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------

1 S 8.71 -50.0 0.0 -239.0 31.2 93.5 1600 74.3

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00132	0.00000	0.500	28.1	50	0.00103 (0.00072)	273	0.281 (0.30)	-715.87	0.00

**VERIFICA ARMATURE MINIME SLE PER CONTROLLO FESSURAZIONE (§ 7.3.2 EC2)**

N°Comb.	Numero della combinazione SLE
Tipo Comb.	Frequente o Quasi Permanente
Dom.	Numero e tipologia dominio di calcestruzzo assegnato (parte di sezione considerata)
k	Coeff. che tiene conto delle autotensioni [(7.1) EC2]
kc	Coeff. associato alla distribuzione degli sforzi [(7.1) EC2]
Act	Area di cls. teso (prima della fessurazione) relativo al dominio corrente [(7.1) EC2]
Ned	Sforzo normale (+ se di compressione) agente nel cls. del dominio prima della fessuraz.[kN]
Sc	=Ned/Ac sforzo normale medio nel dominio di area Ac per sezioni rett. o nervature [(7.1) EC2]
k1	Coeff. associato all'effetto dello sforzo normale sulla distribuzione degli sforzi (sez. rett. o nervature)
Frc	Sforzo di trazione (valore assoluto) agente nelle eventuali solette prima della fessuraz.[kN]
As dom	Area [cm²] delle barre long. in zona tesa effettivamente presenti nel dominio considerato.
As,min	Area [cm²] minima delle barre long. da disporre in zona tesa nel dominio considerato in base alla (7.1) EC2.

N°Comb	Tipo Comb.	Dom.	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Frc	As dom	As,min
1	Quasi perm.	1 (Nervatura)	0.65	0.37	4750	311.92	3.12	1.50	---	74.3	9.6

**7.6.1.2 Pareti**

Spessore	Lato	Armatura a flessione direzione 11	Armatura a flessione direzione 22	Armatura a taglio
55	Lato terra	5 φ 22 (*) copriferro 6,1 cm	Si inserisce il 25% dell'armatura principale	Spilli φ 10/20x40
	Lato int.	10 φ 22 (*) copriferro 6,1 cm		

(\*) Le armature si riferiscono alla condizione che tende le fibre lato interno; nella zona di incastro con la fondazione le posizioni devono essere invertite tra "lato terra" e "lato interno" in quanto risulta teso il lato terra

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.1 MPa
	Resis. compr. ridotta v1*fcd:	9.1 MPa cfr.(6.9)EC2
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33345.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.4 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300 mm
	ACCIAIO -	Tipo:
Resist. caratt. snervam. fyk:		450.0 MPa
Resist. caratt. rottura ftk:		450.0 MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:		391.3 MPa
Resist. ultima di progetto ftd:		391.3 MPa
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068
Modulo Elastico Ef		2000000 daN/cm²
Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito
Coeff. Aderenza istantaneo β1*β2 :		1.00

Coeff. Aderenza differito  $\beta_1 \cdot \beta_2$  : 0.50  
 Sf limite S.L.E. Comb. Rare: 360.00 MPa

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale  
 Classe Calcestruzzo: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	55.0
3	50.0	55.0
4	50.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.9	6.1	22
2	-43.9	48.9	22
3	43.9	48.9	22
4	43.9	6.1	22

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione  
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione  
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione  
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	22
2	2	3	3	22

#### ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 10 mm  
 Passo staffe e legature: 20.0 cm

#### Indicazione Barre Longitudinali di risvolto per ogni staffa:

N°Staffa	Barra	Barra	Barra	Barra
1	1	2	3	4

N° Legature: 1  
 Diam. Legature: 10

#### Indicazione Barre Longitudinali di estremità delle legature:

N°Legat.	Barra 1	Barra 2
1	8	14

#### Coordinate Barre generate di estremità delle legature:

N°Barra	X[cm]	Y[cm]
8	-4.9	6.1
14	0.0	48.9

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia

My con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
 Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia  
 Vy con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
 Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y  
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	150.00	550.00	0.00	465.00	0.00
2	150.00	-300.00	0.00	465.00	0.00

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	150.00	360.00	0.00
2	150.00	-60.00	0.00

**COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	150.00	355.00 (210.15)	0.00 (0.00)
2	150.00	-55.00 (-266.16)	0.00 (0.00)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.0 cm  
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.6 cm  
 Copriferro netto minimo staffe: 4.0 cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
 My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
 As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (9.1N)EC2-1]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	150.00	550.00	0.00	150.22	700.66	0.00	1.27	38.0(9.6)
2	S	150.00	-300.00	0.00	150.21	-382.34	0.00	1.28	19.0(9.6)



**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.175	-50.0	55.0	0.00100	43.9	48.9	-0.01651	-43.9	6.1
2	0.00350	0.125	-50.0	0.0	0.00000	-43.9	6.1	-0.02457	43.9	48.9

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000409188	-0.019005325	0.175	0.700
2	0.000000000	-0.000574083	0.003500000	0.125	0.700

**VERIFICHE A TAGLIO**

Diam. Staffe:	10 mm
Diam. Legature:	10 mm
Passo staffe e legature:	20.0 cm [Passo massimo di normativa = 36.7 cm]

Ver	S = comb. verificata / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (6.9)EC2]
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(6.8) EC2]
Dmed	Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro. La resistenza delle travi è calcolata assumendo il valore di 0.9 Dmed come coppia interna. I pesi della media sono le lunghezze delle strisce.(Sono escluse le strisce totalmente non compresse).
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta- ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	465.00	1375.69	507.20	48.9	100.0	2.500	1.000	10.8	11.8(3.9)
2	N	465.00	1375.69	338.14	48.9	100.0	2.500	1.000	10.8	7.9(0.0)

1) Verifica di resistenza a Taglio non soddisfatta e/o passo staffe superiore al valore massimo di normativa.  
2) Area\_Staffe + Legature < Area Staffe minima di normativa

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
-----	--

Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	8.21	-50.0	55.0	-201.9	-24.4	6.1	1200	38.0
2	S	1.58	50.0	0.0	-35.2	22.0	48.9	1200	19.0

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a $f_{ctm}$
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
e sm - e cm	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
wk	Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr_{max} * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00121	0.00000	0.500	22.0	50	0.00067 (0.00061)	288	0.193 (990.00)	210.03	0.00
2	S	-0.00021	0.00000	0.500	22.0	50	0.00011 (0.00011)	406	0.043 (990.00)	-257.26	0.00

### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	8.10	-50.0	55.0	-198.8	-24.4	6.1	1200	38.0
2	S	1.44	50.0	0.0	-29.6	22.0	48.9	1150	19.0

### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00119	0.00000	0.500	22.0	50	0.00077 (0.00060)	288	0.221 (0.30)	210.15	0.00
2	S	-0.00018	0.00000	0.500	22.0	50	0.00009 (0.00009)	396	0.035 (0.30)	-266.16	0.00

### VERIFICA ARMATURE MINIME SLE PER CONTROLLO FESSURAZIONE (§ 7.3.2 EC2)

N°Comb.	Numero della combinazione SLE
Tipo Comb.	Frequente o Quasi Permanente
Dom.	Numero e tipologia dominio di calcestruzzo assegnato (parte di sezione considerata)
k	Coeff. che tiene conto delle autotensioni [(7.1) EC2]
kc	Coeff. associato alla distribuzione degli sforzi [(7.1) EC2]
Act	Area di cls. teso (prima della fessurazione) relativo al dominio corrente [(7.1) EC2]
Ned	Sforzo normale (+ se di compressione) agente nel cls. del dominio prima della fessuraz.[kN]
Sc	=Ned/Ac sforzo normale medio nel dominio di area Ac per sezioni rett. o nervature [(7.1) EC2]
k1	Coeff. associato all'effetto dello sforzo normale sulla distribuzione degli sforzi (sez. rett. o nervature)
Frc	Sforzo di trazione (valore assoluto) agente nelle eventuali solette prima della fessuraz.[kN]
As dom	Area [cm <sup>2</sup> ] delle barre long. in zona tesa effettivamente presenti nel dominio considerato.
As,min	Area [cm <sup>2</sup> ] minima delle barre long. da disporre in zona tesa nel dominio considerato in base alla (7.1) EC2.

N°Comb	Tipo Comb.	Dom.	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Frc	As dom	As,min
1	Quasi perm.	1 (Nervatura)	0.83	0.36	2550	---	---	---	-647.03	38.0	6.4
2	Quasi perm.	1 (Nervatura)	0.83	0.38	2050	---	---	---	-64.43	19.0	5.4

## 7.6.2 Verifica degli elementi del “Modello 3”

### 7.6.2.1 Soletta di fondo

Spessore	Lato	Armatura a flessione direzione 11	Armatura a flessione direzione 22	Armatura a taglio
70	Sup.	5 $\phi$ 26 (*) copriferro 6,3 cm	<i>Si inserisce il 25% dell'armatura principale</i>	Spilli $\phi$ 10/20x40
	Inf.	10 $\phi$ 26 copriferro 6,3 cm		

(\*) Le armature si riferiscono alla condizione che tende le fibre lato inferiore (zona di incastro); nella zona centrale le posizioni devono essere invertite tra “lato sup.” e “lato inf.” in quanto risulta teso il lato superiore

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.1 MPa
	Resis. compr. ridotta v1*fcd:	9.1 MPa cfr.(6.9)EC2
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33345.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.4 MPa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300 mm	

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1\beta_2$ :	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1\beta_2$ :	0.50
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Calcestruzzo:	C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	70.0
3	50.0	70.0
4	50.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
---------	--------	--------	-----------

1	-43.7	6.3	26
2	-43.7	63.7	26
3	43.7	63.7	26
4	43.7	6.3	26

**DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE**

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione  
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione  
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione  
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	26
2	2	3	3	26

**ARMATURE A TAGLIO**

Diametro staffe: 10 mm  
 Passo staffe e legature: 20.0 cm

**Indicazione Barre Longitudinali di risvolto per ogni staffa:**

N°Staffa	Barra 1	Barra 2	Barra 3	Barra 4
1	1	2	3	4

N° Legature: 1  
 Diam. Legature: 10

**Indicazione Barre Longitudinali di estremità delle legature:**

N°Legat.	Barra 1	Barra 2
1	8	14

**Coordinate Barre generate di estremità delle legature:**

N°Barra	X[cm]	Y[cm]
8	-4.9	6.3
14	0.0	63.7

**CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y  
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	930.00	0.00	600.00	0.00

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	615.00	0.00

**COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	615.00 (343.86)	0.00 (0.00)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.0 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.1 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 4.0 cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (9.1N)EC2-1]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	930.00	0.00	0.00	1224.79	0.00	1.32	53.1(11.1)

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.152	-50.0	70.0	0.00123	-43.7	63.7	-0.01945	-43.7	6.3

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000360335	-0.021723448	0.152	0.700

**VERIFICHE A TAGLIO**

Diam. Staffe: 10 mm  
 Diam. Legature: 10 mm  
 Passo staffe e legature: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 47.8 cm]

Ver S = comb. verificata / N = comb. non verificata  
 Ved Taglio di progetto [kN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro  
 Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (6.9)EC2]  
 Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(6.8) EC2]  
 Dmed Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro.  
 La resistenza delle travi è calcolata assumendo il valore di 0.9 Dmed come coppia interna.  
 I pesi della media sono le lunghezze delle strisce. (Sono escluse le strisce totalmente non compresse).  
 bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro  
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.  
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo  
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm<sup>2</sup>/m]  
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm<sup>2</sup>/m]  
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.  
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d\_max con L=lungh.legat.proietta-  
 ta sulla direz. del taglio e d\_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	600.00	1792.06	660.71	63.7	100.0	2.500	1.000	10.7	11.8(3.9)

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]  
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
 Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]  
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)  
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
 As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	7.64	50.0	70.0	-205.5	-43.7	6.3	1550	53.1

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm

Ver. Esito della verifica  
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
 k2 = 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2\*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]  
 k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
 k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]  
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
 Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]  
 wk Apertura fessure in mm calcolata = sr max\*(e\_sm - e\_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi  
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]  
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
-------	-----	----	----	----	---	----	-------------	--------	----	---------	---------

1 S -0.00119 0.00000 0.500 26.0 50 0.00071 (0.00062) 299 0.212 (990.00) 343.86 0.00

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	7.64	50.0	70.0	-205.5	-43.7	6.3	1550	53.1

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00119	0.00000	0.500	26.0	50	0.00082 (0.00062)	299	0.244 (0.30)	343.86	0.00

**VERIFICA ARMATURE MINIME SLE PER CONTROLLO FESSURAZIONE (§ 7.3.2 EC2)**

N°Comb.	Numero della combinazione SLE
Tipo Comb.	Frequente o Quasi Permanente
Dom.	Numero e tipologia dominio di calcestruzzo assegnato (parte di sezione considerata)
k	Coeff. che tiene conto delle autotensioni [(7.1) EC2]
kc	Coeff. associato alla distribuzione degli sforzi [(7.1) EC2]
Act	Area di cls. teso (prima della fessurazione) relativo al dominio corrente [(7.1) EC2]
Ned	Sforzo normale (+ se di compressione) agente nel cls. del dominio prima della fessuraz.[kN]
Sc	=Ned/Ac sforzo normale medio nel dominio di area Ac per sezioni rett. o nervature [(7.1) EC2]
k1	Coeff. associato all'effetto dello sforzo normale sulla distribuzione degli sforzi (sez. rett. o nervature)
Frc	Sforzo di trazione (valore assoluto) agente nelle eventuali solette prima della fessuraz.[kN]
As dom	Area [cm²] delle barre long. in zona tesa effettivamente presenti nel dominio considerato.
As,min	Area [cm²] minima delle barre long. da disporre in zona tesa nel dominio considerato in base alla (7.1) EC2.

N°Comb	Tipo Comb.	Dom.	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Frc	As dom	As,min
1	Quasi perm.	1 (Nervatura)	0.93	0.38	3350	---	---	---	-907.55	53.1	9.9

**7.6.2.2 Soletta intermedia**

Spessore	Lato	Armatura a flessione direzione 11	Armatura a flessione direzione 22	Armatura a taglio
70	Sup.	5 φ 26 (*) copriferro 6,3 cm	<i>Si inserisce il 25% dell'armatura principale</i>	Spilli φ 10/20x40
	Inf.	10 φ 26 copriferro 6,3 cm		

(\*) Le armature si riferiscono alla condizione che tende le fibre lato inferiore (zona di incastro); nella zona centrale le posizioni devono essere invertite tra "lato sup." e "lato inf." in quanto risulta teso il lato superiore

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.1 MPa
	Resis. compr. ridotta v1*fcd:	9.1 MPa cfr.(6.9)EC2
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33345.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.4 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa

Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \beta_2$ :	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \beta_2$ :	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale  
 Classe Calcestruzzo: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	70.0
3	50.0	70.0
4	50.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.2	6.8	26
2	-43.2	63.2	26
3	43.2	63.2	26
4	43.2	6.8	26

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione  
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione  
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione  
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	26
2	2	3	3	26

#### ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 10 mm  
 Passo staffe e legature: 20.0 cm

#### Indicazione Barre Longitudinali di risvolto per ogni staffa:

N°Staffa	Barra 1	Barra 2	Barra 3	Barra 4
1	1	2	3	4

N° Legature: 1  
 Diam. Legature: 10

#### Indicazione Barre Longitudinali di estremità delle legature:

N°Legat.	Barra 1	Barra 2
1	8	14

#### Coordinate Barre generate di estremità delle legature:

N°Barra	X[cm]	Y[cm]
8	-4.8	6.8
14	0.0	63.2



**CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	950.00	0.00	470.00	0.00

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	660.00	0.00

**COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	660.00 (340.61)	0.00 (0.00)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.5 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.0 cm
Copriferro netto minimo staffe:	4.5 cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (9.1N)EC2-1]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
--------	-----	---	----	----	-------	--------	--------	----------	---------

1            S            0.00            950.00            0.00            0.00            1210.37            0.00            1.27            53.1(11.0)

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max            Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
x/d                Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45  
Xc max            Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Yc max            Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min            Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xs min            Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys min            Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max            Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xs max            Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys max            Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.159	-50.0	70.0	0.00113	-43.2	63.2	-0.01850	-43.2	6.8

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a, b, c            Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
x/d                Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
C.Rid.            Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000348099	-0.020866916	0.159	0.700

**VERIFICHE A TAGLIO**

Diam. Staffe:            10 mm  
Diam. Legature:        10 mm  
Passo staffe e legature:    20.0 cm [Passo massimo di normativa = 47.4 cm]

Ver                S = comb. verificata / N = comb. non verificata  
Ved                Taglio di progetto [kN] = proiezione di  $V_x$  e  $V_y$  sulla normale all'asse neutro  
Vcd                Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (6.9)EC2]  
Vwd                Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(6.8) EC2]  
Dmed              Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro.  
La resistenza delle travi è calcolata assumendo il valore di 0.9 Dmed come coppia interna.  
I pesi della media sono le lunghezze delle strisce. (Sono escluse le strisce totalmente non compresse).  
bw                Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallele. all'asse neutro  
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.  
Ctg                Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo  
Acw                Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
Ast                Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm<sup>2</sup>/m]  
A.Eff              Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm<sup>2</sup>/m]  
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.  
L'area della legatura è ridotta col fattore  $L/d_{max}$  con  $L$ =lungh.legat.proietta-  
ta sulla direz. del taglio e  $d_{max}$ = massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	470.00	1777.99	655.53	63.2	100.0	2.500	1.000	8.4	11.8(3.9)

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver                S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
Sc max            Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]  
Xc max, Yc max    Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Ss min            Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]  
Xs min, Ys min    Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)

Ac eff. Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
 As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	8.35	-50.0	70.0	-222.9	-14.4	6.8	1600	53.1

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm  
 Esito della verifica  
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
 k2 = 0.5 per flessione; = (e1 + e2)/(2\*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]  
 k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
 k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]  
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
 Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]  
 wk Apertura fessure in mm calcolata = sr max\*(e\_sm - e\_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi  
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]  
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00130	0.00000	0.500	26.0	55	0.00079 (0.00067)	320	0.252 (990.00)	340.61	0.00

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	8.35	-50.0	70.0	-222.9	-14.4	6.8	1600	53.1

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00130	0.00000	0.500	26.0	55	0.00090 (0.00067)	320	0.287 (0.30)	340.61	0.00

**VERIFICA ARMATURE MINIME SLE PER CONTROLLO FESSURAZIONE (§ 7.3.2 EC2)**

N°Comb. Numero della combinazione SLE  
 Tipo Comb. Frequente o Quasi Permanente  
 Dom. Numero e tipologia dominio di calcestruzzo assegnato (parte di sezione considerata)  
 k Coeff. che tiene conto delle autotensioni [(7.1) EC2]  
 kc Coeff. associato alla distribuzione degli sforzi [(7.1) EC2]  
 Act Area di cls. teso (prima della fessurazione) relativo al dominio corrente [(7.1) EC2]  
 Ned Sforzo normale (+ se di compressione) agente nel cls. del dominio prima della fessuraz.[kN]  
 Sc =Ned/Ac sforzo normale medio nel dominio di area Ac per sezioni rett. o nervature [(7.1) EC2]  
 k1 Coeff. associato all'effetto dello sforzo normale sulla distribuzione degli sforzi (sez. rett. o nervature)  
 Frc Sforzo di trazione (valore assoluto) agente nelle eventuali solette prima della fessuraz.[kN]  
 As dom Area [cm<sup>2</sup>] delle barre long. in zona tesa effettivamente presenti nel dominio considerato.  
 As,min Area [cm<sup>2</sup>] minima delle barre long. da disporre in zona tesa nel dominio considerato in base alla (7.1) EC2.

N°Comb	Tipo Comb.	Dom.	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Frc	As dom	As,min
1	Quasi perm.	1 (Nervatura)	0.93	0.38	3350	---	---	---	-983.96	53.1	9.9

### 7.6.2.3 Pareti

Spessore	Lato	Armatura a flessione direzione 11	Armatura a flessione direzione 22	Armatura a taglio
55	Lato terra	5 $\phi$ 22 (*) copriferro 6,1 cm	<i>Si inserisce il 25% dell'armatura principale</i>	Spilli $\phi$ 10/20x30
	Lato int.	10 $\phi$ 22 (*) copriferro 6,1 cm		

(\*) Le armature si riferiscono alla condizione che tende le fibre lato interno; nella zona di incastro con la fondazione le posizioni devono essere invertite tra "lato terra" e "lato interno" in quanto risulta teso il lato terra

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.1	MPa
	Resis. compr. ridotta $v1*fcd$ :	9.1	MPa cfr.(6.9)EC2
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33345.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.4	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
Resist. caratt. snervam. fyk:		450.0	MPa
Resist. caratt. rottura ftk:		450.0	MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:		391.3	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:		391.3	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068	
Modulo Elastico Ef		2000000	daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta1*\beta2$ :		1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta1*\beta2$ :		0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa	

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale  
Classe Calcestruzzo: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	55.0
3	50.0	55.0
4	50.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.9	6.1	22
2	-43.9	48.9	22
3	43.9	48.9	22
4	43.9	6.1	22

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione  
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione  
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione  
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	22
2	2	3	3	22

#### ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 10 mm  
 Passo staffe: 20.0 cm

#### Indicazione Barre Longitudinali di risvolto per ogni staffa:

N°Staffa	Barra	Barra	Barra	Barra
1	1	2	3	4
2	6	13	15	11

#### Coordinate Barre generate di risvolto delle staffe:

N°Barra	X[cm]	Y[cm]
6	-24.4	6.1
13	-22.0	48.9
15	22.0	48.9
11	24.4	6.1

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ. d'inerzia y  
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ. d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	200.00	540.00	0.00	570.00	0.00
2	200.00	500.00	0.00	0.00	0.00

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	200.00	390.00	0.00
2	200.00	-200.00	0.00

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)

con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	200.00	390.00 (212.05)	0.00 (0.00)
2	200.00	-200.00 (-210.74)	0.00 (0.00)

### RISULTATI DEL CALCOLO

#### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.6 cm
Copriferro netto minimo staffe:	4.0 cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (9.1N)EC2-1]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	200.00	540.00	0.00	199.97	711.03	0.00	1.32	38.0(9.6)
2	S	200.00	500.00	0.00	199.97	711.03	0.00	1.42	38.0(9.6)

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.179	50.0	55.0	0.00106	43.9	48.9	-0.01605	-43.9	6.1
2	0.00350	0.179	50.0	55.0	0.00106	43.9	48.9	-0.01605	-43.9	6.1

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000399697	-0.018483354	0.179	0.700
2	0.000000000	0.000399697	-0.018483354	0.179	0.700

#### VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 10 mm  
 Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 36.7 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata  
 Ved Taglio di progetto [kN] = proiezione di  $V_x$  e  $V_y$  sulla normale all'asse neutro  
 Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (6.9)EC2]  
 Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(6.8) EC2]  
 Dmed Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro.  
 La resistenza delle travi è calcolata assumendo il valore di 0.9 Dmed come coppia interna.  
 I pesi della media sono le lunghezze delle strisce. (Sono escluse le strisce totalmente non compresse).  
 bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro  
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.  
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo  
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm<sup>2</sup>/m]  
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm<sup>2</sup>/m]  
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.  
 L'area della legatura è ridotta col fattore  $L/d_{max}$  con  $L$ =lunghezza legatura proiettata sulla direzione del taglio e  $d_{max}$ = massima altezza utile nella direzione del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	570.00	1375.69	676.27	48.9	100.0	2.500	1.000	13.2	15.7(0.0)
2	S	0.00	1994.75	270.51	48.9	100.0	1.000	1.000	0.0	15.7(0.0)

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]  
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
 Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]  
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)  
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
 As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	8.95	-50.0	55.0	-214.3	-43.9	6.1	1200	38.0
2	S	5.27	50.0	0.0	-187.3	22.0	48.9	1350	19.0

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a  $f_{ctm}$   
 Esito della verifica  
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
 k2 = 0.5 per flessione;  $= (e1 + e2) / (2 * e1)$  per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]  
 k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
 k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese compresse nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]  
 Cf Coprifero [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
 Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]  
 wk Apertura fessure in mm calcolata =  $sr_{max} * (e_{sm} - e_{cm})$  [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi  
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]  
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00129	0.00000	0.500	22.0	50	0.00073 (0.00064)	288	0.211 (990.00)	212.05	0.00
2	S	-0.00110	0.00000	0.500	22.0	50	0.00056 (0.00056)	436	0.245 (990.00)	-210.74	0.00

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	8.95	-50.0	55.0	-214.3	-43.9	6.1	1200	38.0
2	S	5.27	50.0	0.0	-187.3	22.0	48.9	1350	19.0

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00129	0.00000	0.500	22.0	50	0.00084 (0.00064)	288	0.243 (0.30)	212.05	0.00
2	S	-0.00110	0.00000	0.500	22.0	50	0.00056 (0.00056)	436	0.245 (0.30)	-210.74	0.00

**VERIFICA ARMATURE MINIME SLE PER CONTROLLO FESSURAZIONE (§ 7.3.2 EC2)**

N°Comb.	Numero della combinazione SLE
Tipo Comb.	Frequente o Quasi Permanente
Dom.	Numero e tipologia dominio di calcestruzzo assegnato (parte di sezione considerata)
k	Coeff. che tiene conto delle autotensioni [(7.1) EC2]
kc	Coeff. associato alla distribuzione degli sforzi [(7.1) EC2]
Act	Area di cls. teso (prima della fessurazione) relativo al dominio corrente [(7.1) EC2]
Ned	Sforzo normale (+ se di compressione) agente nel cls. del dominio prima della fessuraz.[kN]
Sc	=Ned/Act sforzo normale medio nel dominio di area Ac per sezioni rett. o nervature [(7.1) EC2]
k1	Coeff. associato all'effetto dello sforzo normale sulla distribuzione degli sforzi (sez. rett. o nervature)
Frc	Sforzo di trazione (valore assoluto) agente nelle eventuali solette prima della fessuraz.[kN]
As dom	Area [cm²] delle barre long. in zona tesa effettivamente presenti nel dominio considerato.
As,min	Area [cm²] minima delle barre long. da disporre in zona tesa nel dominio considerato in base alla (7.1) EC2.

N°Comb	Tipo Comb.	Dom.	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Frc	As dom	As,min
1	Quasi perm.	1 (Nervatura)	0.83	0.35	2500	---	---	---	-697.52	38.0	6.1
2	Quasi perm.	1 (Nervatura)	0.83	0.38	2550	---	---	---	-367.49	19.0	6.7

**7.6.3 Verifica degli elementi del “Modello 4”**

**7.6.3.1 Soletta di fondo**

Spessore	Lato	Armatura a flessione direzione 11	Armatura a flessione direzione 22	Armatura a taglio
80	Sup.	6 φ 26 + 6 φ 30 (*) copriferro 6,5 cm	<i>Si inserisce il 25% dell'armatura principale</i>	Spilli φ 10/20x30
	Inf.	6 φ 26 copriferro 6,3 cm		

(\*) Le armature sono accoppiate

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.1 MPa
	Resis. compr. ridotta v1*fcd:	9.1 MPa cfr.(6.9)EC2
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33345.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.4 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C



Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

### CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale  
 Classe Calcestruzzo: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	80.0
3	50.0	80.0
4	50.0	0.0

### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.7	6.3	26
2	-43.7	73.7	26
3	43.7	73.7	26
4	43.7	6.3	26

### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione  
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione  
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione  
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	4	26
2	2	3	4	26
3	2	3	6	30

### ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 10 mm  
 Passo staffe: 20.0 cm

#### Indicazione Barre Longitudinali di risvolto per ogni staffa:

N°Staffa	Barra	Barra	Barra	Barra
1	1	2	3	4
2	5	9	12	8

#### Coordinate Barre generate di risvolto delle staffe:

N°Barra	X[cm]	Y[cm]
5	-26.2	6.3
9	-26.2	73.7
12	26.2	73.7
8	26.2	6.3

**CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	-1520.00	0.00	675.00	0.00

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-960.00	0.00

**COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-960.00 (-481.94)	0.00 (0.00)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.8 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	2.2 cm
Copriferro netto minimo staffe:	3.8 cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (9.1N)EC2-1]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
--------	-----	---	----	----	-------	--------	--------	----------	---------

1            S            0.00       -1520.00       0.00       0.00           -1979.67           0.00       1.30       74.3(12.9)

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max            Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
x/d                Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45  
Xc max            Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Yc max            Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min            Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xs min            Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys min            Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max            Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xs max            Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys max            Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.168	-50.0	0.0	0.00172	-43.7	6.3	-0.01738	-43.7	73.7

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a, b, c            Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
x/d                Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
C.Rid.            Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000283308	0.003500000	0.168	0.700

**VERIFICHE A TAGLIO**

Diam. Staffe:            10 mm  
Passo staffe:            20.0 cm [Passo massimo di normativa = 55.3 cm]

Ver                S = comb. verificata / N = comb. non verificata  
Ved                Taglio di progetto [kN] = proiez. di  $V_x$  e  $V_y$  sulla normale all'asse neutro  
Vcd                Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (6.9)EC2]  
Vwd                Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(6.8) EC2]  
Dmed              Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro.  
La resistenza delle travi è calcolata assumendo il valore di 0.9 Dmed come coppia interna.  
I pesi della media sono le lunghezze delle strisce.(Sono escluse le strisce totalmente non compresse).  
bw                Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro  
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.  
Ctg                Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo  
Acw                Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
Ast                Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm<sup>2</sup>/m]  
A.Eff              Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm<sup>2</sup>/m]  
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.  
L'area della legatura è ridotta col fattore  $L/d_{max}$  con  $L=lung.h.legat.proietta-$   
sulla direz. del taglio e  $d_{max}=$  massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	675.00	2073.38	1019.25	73.7	100.0	2.500	1.000	10.4	15.7(0.0)

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver                S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
Sc max            Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]  
Xc max, Yc max    Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Ss min            Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]  
Xs min, Ys min    Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)  
Ac eff.            Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
As eff.            Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	8.28	-50.0	0.0	-199.1	43.7	73.7	1600	74.3

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a $f_{ctm}$
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2)/(2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\ eff}$ [eq.(7.11)EC2]
e sm - e cm	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
wk	Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr\ max * (e\_sm - e\_cm)$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00113	0.00000	0.500	28.1	50	0.00075 (0.00060)	273	0.204 (990.00)	-481.94	0.00

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	8.28	-50.0	0.0	-199.1	43.7	73.7	1600	74.3

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00113	0.00000	0.500	28.1	50	0.00083 (0.00060)	273	0.226 (0.30)	-481.94	0.00

**VERIFICA ARMATURE MINIME SLE PER CONTROLLO FESSURAZIONE (§ 7.3.2 EC2)**

N°Comb.	Numero della combinazione SLE
Tipo Comb.	Frequente o Quasi Permanente
Dom.	Numero e tipologia dominio di calcestruzzo assegnato (parte di sezione considerata)
k	Coeff. che tiene conto delle autotensioni [(7.1) EC2]
kc	Coeff. associato alla distribuzione degli sforzi [(7.1) EC2]
Act	Area di cls. teso (prima della fessurazione) relativo al dominio corrente [(7.1) EC2]
Ned	Sforzo normale (+ se di compressione) agente nel cls. del dominio prima della fessuraz. [kN]
Sc	$= Ned / A_c$ sforzo normale medio nel dominio di area $A_c$ per sezioni rett. o nervature [(7.1) EC2]
k1	Coeff. associato all'effetto dello sforzo normale sulla distribuzione degli sforzi (sez. rett. o nervature)
Frc	Sforzo di trazione (valore assoluto) agente nelle eventuali solette prima della fessuraz. [kN]
As dom	Area [cm <sup>2</sup> ] delle barre long. in zona tesa effettivamente presenti nel dominio considerato.
As,min	Area [cm <sup>2</sup> ] minima delle barre long. da disporre in zona tesa nel dominio considerato in base alla (7.1) EC2.

N°Comb	Tipo Comb.	Dom.	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Frc	As dom	As,min
1	Quasi perm.	1 (Nervatura)	0.65	0.37	3800	---	---	---	-1135.87	74.3	7.6

### 7.6.3.2 Pareti

Spessore	Lato	Armatura a flessione direzione 11	Armatura a flessione direzione 22	Armatura a taglio
55	Lato terra	10 $\phi$ 22 copriferro 6,1 cm	<i>Si inserisce il 25% dell'armatura principale</i>	Spilli $\phi$ 10/20x40
	Lato int.	5 $\phi$ 22 copriferro 6,1 cm		

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.1 MPa
	Resis. compr. ridotta $v1 \cdot fcd$ :	9.1 MPa cfr.(6.9)EC2
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33345.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.4 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300 mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta1 \cdot \beta2$ :	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta1 \cdot \beta2$ :	0.50
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Calcestruzzo:	C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	55.0
3	50.0	55.0
4	50.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.9	6.1	22
2	-43.9	48.9	22
3	43.9	48.9	22
4	43.9	6.1	22

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione

N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione  
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione  
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	22
2	2	3	3	22

#### ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 10 mm  
 Passo staffe: 20.0 cm

#### Indicazione Barre Longitudinali di risvolto per ogni staffa:

N°Staffa	Barra	Barra	Barra	Barra
1	1	2	3	4
2	6	13	15	11

#### Coordinate Barre generate di risvolto delle staffe:

N°Barra	X[cm]	Y[cm]
6	-24.4	6.1
13	-22.0	48.9
15	22.0	48.9
11	24.4	6.1

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y  
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	300.00	690.00	0.00	440.00	0.00
2	300.00	-100.00	0.00	100.00	0.00

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	200.00	455.00	0.00

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	200.00	440.00 (210.82)	0.00 (0.00)

## RISULTATI DEL CALCOLO

### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.6 cm
Copriferro netto minimo staffe:	4.0 cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (9.1N)EC2-1]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	300.00	690.00	0.00	299.91	731.59	0.00	1.06	38.0(9.6)
2	S	300.00	-100.00	0.00	299.96	-414.74	0.00	4.28	19.0(9.6)

### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.187	50.0	55.0	0.00117	43.9	48.9	-0.01520	-43.9	6.1
2	0.00350	0.130	-50.0	0.0	0.00014	-43.9	6.1	-0.02340	43.9	48.9

### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000382327	-0.017527961	0.187	0.700
2	0.000000000	-0.000550103	0.003500000	0.130	0.700

### VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe:	10 mm
Passo staffe:	20.0 cm [Passo massimo di normativa = 36.7 cm]

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (6.9)EC2]
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(6.8) EC2]
Dmed	Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro. La resistenza delle travi è calcolata assumendo il valore di 0.9 Dmed come coppia interna.

I pesi della media sono le lunghezze delle strisce.(Sono escluse le strisce totalmente non compresse).  
 bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro  
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.  
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo  
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm<sup>2</sup>/m]  
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm<sup>2</sup>/m]  
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.  
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d\_max con L=lungh.legat.proietta-  
 ta sulla direz. del taglio e d\_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	440.00	1375.69	676.27	48.9	100.0	2.500	1.000	10.2	15.7(0.0)
2	S	100.00	1375.69	676.27	48.9	100.0	2.500	1.000	2.3	15.7(0.0)

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]  
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
 Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]  
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)  
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
 As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	10.39	-50.0	55.0	-253.9	-14.6	6.1	1200	38.0

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm  
 Ver. Esito della verifica  
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
 k2 = 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2\*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]  
 k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
 k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]  
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
 Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]  
 wk Apertura fessure in mm calcolata = sr max\*(e\_sm - e\_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi  
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]  
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00153	0.00000	0.500	22.0	50	0.00093 (0.00076)	288	0.268 (990.00)	210.50	0.00

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	10.06	-50.0	55.0	-244.8	-24.4	6.1	1200	38.0

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00147	0.00000	0.500	22.0	50	0.00100 (0.00073)	288	0.287 (0.30)	210.82	0.00



### VERIFICA ARMATURE MINIME SLE PER CONTROLLO FESSURAZIONE (§ 7.3.2 EC2)

N°Comb.	Numero della combinazione SLE
Tipo Comb.	Frequente o Quasi Permanente
Dom.	Numero e tipologia dominio di calcestruzzo assegnato (parte di sezione considerata)
k	Coeff. che tiene conto delle autotensioni [(7.1) EC2]
kc	Coeff. associato alla distribuzione degli sforzi [(7.1) EC2]
Act	Area di cls. teso (prima della fessurazione) relativo al dominio corrente [(7.1) EC2]
Ned	Sforzo normale (+ se di compressione) agente nel cls. del dominio prima della fessuraz. [kN]
Sc	=Ned/Act sforzo normale medio nel dominio di area Ac per sezioni rett. o nervature [(7.1) EC2]
k1	Coeff. associato all'effetto dello sforzo normale sulla distribuzione degli sforzi (sez. rett. o nervature)
Frc	Sforzo di trazione (valore assoluto) agente nelle eventuali solette prima della fessuraz. [kN]
As dom	Area [cm²] delle barre long. in zona tesa effettivamente presenti nel dominio considerato.
As,min	Area [cm²] minima delle barre long. da disporre in zona tesa nel dominio considerato in base alla (7.1) EC2.

N°Comb	Tipo Comb.	Dom.	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Frc	As dom	As,min
1	Quasi perm.	1 (Nervatura)	0.83	0.35	2550	---	---	---	-796.58	38.0	6.2

### 7.6.4 Verifica degli elementi del “Modello 5”

#### 7.6.4.1 Soletta di fondo

Spessore	Lato	Armatura a flessione direzione 11	Armatura a flessione direzione 22	Armatura a taglio
60	Sup.	5+5 $\phi$ 22 (*) copriferro 6,1 cm	<i>Si inserisce il 25% dell'armatura principale</i>	Spilli $\phi$ 10/20x30
	Inf.	5 $\phi$ 22 copriferro 6,1 cm		

(\*) Le armature sono accoppiate

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.1 MPa
	Resis. compr. ridotta $v1*fcd$ :	9.1 MPa cfr.(6.9)EC2
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33345.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.4 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta1*\beta2$ :	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta1*\beta2$ :	0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa	

### CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale

Classe Calcestruzzo: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	60.0
3	50.0	60.0
4	50.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.9	6.1	22
2	-43.9	53.9	22
3	43.9	53.9	22
4	43.9	6.1	22

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione  
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione  
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione  
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	22
2	2	3	8	22

#### ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 10 mm  
 Passo staffe e legature: 20.0 cm

#### Indicazione Barre Longitudinali di risolto per ogni staffa:

N°Staffa	Barra	Barra	Barra	Barra
1	1	2	3	4

N° Legature: 1  
 Diam. Legature: 10

#### Indicazione Barre Longitudinali di estremità delle legature:

N°Legat.	Barra 1	Barra 2
1	11	6

#### Coordinate Barre generate di estremità delle legature:

N°Barra	X[cm]	Y[cm]
11	-4.9	53.9
6	0.0	6.1

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ. d'inerzia y  
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ. d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
---------	---	----	----	----	----

1                    0.00                    -620.00                    0.00                    315.00                    0.00

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N                    Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx                    Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My                    Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-390.00	0.00

**COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N                    Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx                    Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My                    Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-390.00 (-237.57)	0.00 (0.00)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali:                    5.0    cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali:                    7.6    cm  
Copriferro netto minimo staffe:    4.0    cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Ver                    S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N                    Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
Mx                    Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My                    Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N Res                    Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
Mx Res                    Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Res                    Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic.                    Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
As Tesa                    Area armature trave [cm<sup>2</sup>] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (9.1N)EC2-1]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	-620.00	0.00	0.00	-743.50	0.00	1.20	38.0(9.4)

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max                    Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
x/d                    Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45  
Xc max                    Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Yc max                    Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min                    Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xs min                    Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys min                    Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max                    Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xs max                    Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys max                    Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.148	-50.0	0.0	0.00083	-43.9	6.1	-0.02012	43.9	53.9

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a, b, c           Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
x/d               Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
C.Rid.            Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000438223	0.003500000	0.148	0.700

**VERIFICHE A TAGLIO**

Diam. Staffe:                    10 mm  
Diam. Legature:                 10 mm  
Passo staffe e legature:        20.0 cm [Passo massimo di normativa = 40.4 cm]

Ver                S = comb. verificata / N = comb. non verificata  
Ved               Taglio di progetto [kN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro  
Vcd               Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (6.9)EC2]  
Vwd               Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(6.8) EC2]  
Dmed             Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro.  
La resistenza delle travi è calcolata assumendo il valore di 0.9 Dmed come coppia interna.  
I pesi della media sono le lunghezze delle strisce.(Sono escluse le strisce totalmente non compresse).  
bw                Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro  
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.  
Ctg               Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo  
Acw               Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
Ast               Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]  
A.Eff             Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]  
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.  
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d\_max con L=lungh.legat.proietta-  
ta sulla direz. del taglio e d\_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	315.00	1516.36	559.06	53.9	100.0	2.500	1.000	6.6	11.8(3.9)

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver                S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
Sc max            Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]  
Xc max, Yc max   Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Ss min            Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]  
Xs min, Ys min   Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)  
Ac eff.            Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre  
As eff.            Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	7.37	50.0	0.0	-214.7	-34.1	53.9	1400	38.0

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Ver.                La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a  $f_{ctm}$   
Esito della verifica  
e1                 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
e2                 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
k1                 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
kt                 = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
k2                 = 0.5 per flessione;  $=(e1 + e2)/(2*e1)$  per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]  
k3                 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
k4                 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali

Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\text{ eff}}$ [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{\text{max}} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \cdot \max(e_{\text{sm}} - e_{\text{cm}})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00126	0.00000	0.500	22.0	50	0.00069 (0.00064)	308	0.211 (990.00)	-237.57	0.00

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	7.37	50.0	0.0	-214.7	-34.1	53.9	1400	38.0

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00126	0.00000	0.500	22.0	50	0.00081 (0.00064)	308	0.251 (0.30)	-237.57	0.00

**VERIFICA ARMATURE MINIME SLE PER CONTROLLO FESSURAZIONE (§ 7.3.2 EC2)**

N°Comb.	Numero della combinazione SLE
Tipo Comb.	Frequente o Quasi Permanente
Dom.	Numero e tipologia dominio di calcestruzzo assegnato (parte di sezione considerata)
k	Coeff. che tiene conto delle autotensioni [(7.1) EC2]
kc	Coeff. associato alla distribuzione degli sforzi [(7.1) EC2]
Act	Area di cls. teso (prima della fessurazione) relativo al dominio corrente [(7.1) EC2]
Ned	Sforzo normale (+ se di compressione) agente nel cls. del dominio prima della fessuraz. [kN]
Sc	=Ned/Act sforzo normale medio nel dominio di area Ac per sezioni rett. o nervature [(7.1) EC2]
k1	Coeff. associato all'effetto dello sforzo normale sulla distribuzione degli sforzi (sez. rett. o nervature)
Frc	Sforzo di trazione (valore assoluto) agente nelle eventuali solette prima della fessuraz. [kN]
As dom	Area [cm²] delle barre long. in zona tesa effettivamente presenti nel dominio considerato.
As,min	Area [cm²] minima delle barre long. da disporre in zona tesa nel dominio considerato in base alla (7.1) EC2.

N°Comb	Tipo Comb.	Dom.	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Frc	As dom	As,min
1	Quasi perm.	1 (Nervatura)	0.86	0.38	2900	---	---	---	-719.01	38.0	8.1

**7.6.4.2 Pareti**

Spessore	Lato	Armatura a flessione direzione 11	Armatura a flessione direzione 22	Armatura a taglio
55	Lato terra Lato int.	10 φ 22 copriferro 6,1 cm 5 φ 22 copriferro 6,1 cm	Si inserisce il 25% dell'armatura principale	Spilli φ 10/20x40

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.1 MPa
	Resis. compr. ridotta $v_1 \cdot f_{cd}$ :	9.1 MPa cfr.(6.9)EC2
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33345.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02 MPa

Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2	MPa
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.4	MPa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
<b>ACCIAIO -</b>		
Tipo:	B450C	
Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1^*\beta_2$ :	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1^*\beta_2$ :	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale  
 Classe Calcestruzzo: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	55.0
3	50.0	55.0
4	50.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.9	6.1	22
2	-43.9	48.9	22
3	43.9	48.9	22
4	43.9	6.1	22

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione  
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione  
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione  
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	22
2	2	3	3	22

#### ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 10 mm  
 Passo staffe: 20.0 cm

#### Indicazione Barre Longitudinali di risvolto per ogni staffa:

N°Staffa	Barra	Barra	Barra	Barra
1	1	2	3	4
2	6	13	15	11

#### Coordinate Barre generate di risvolto delle staffe:

N°Barra X[cm] Y[cm]

6	-24.4	6.1
13	-22.0	48.9
15	22.0	48.9
11	24.4	6.1

**CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	150.00	565.00	0.00	240.00	0.00

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	100.00	340.00	0.00

**COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	100.00	340.00 (207.50)	0.00 (0.00)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.6 cm
Copriferro netto minimo staffe:	4.0 cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000

As Tesa Area armature trave [cm<sup>2</sup>] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (9.1N)EC2-1]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	150.00	565.00	0.00	150.22	700.66	0.00	1.24	38.0(9.6)

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.175	50.0	55.0	0.00100	43.9	48.9	-0.01651	-43.9	6.1

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000409188	-0.019005325	0.175	0.700

**VERIFICHE A TAGLIO**

Diam. Staffe: 10 mm  
Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 36.7 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata  
Ved Taglio di progetto [kN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro  
Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (6.9)EC2]  
Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(6.8) EC2]  
Dmed Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro.  
La resistenza delle travi è calcolata assumendo il valore di 0.9 Dmed come coppia interna.  
I pesi della media sono le lunghezze delle strisce.(Sono escluse le strisce totalmente non compresse).  
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro  
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.  
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo  
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm<sup>2</sup>/m]  
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm<sup>2</sup>/m]  
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.  
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d\_max con L=lungh.legat.proietta-  
ta sulla direz. del taglio e d\_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	240.00	1375.69	676.27	48.9	100.0	2.500	1.000	5.6	15.7(0.0)

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]  
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]  
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)



Ac eff. Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
 As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	7.69	-50.0	55.0	-195.6	-34.1	6.1	1250	38.0

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm  
 Esito della verifica  
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
 k2 = 0.5 per flessione; = (e1 + e2)/(2\*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]  
 k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
 k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]  
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
 Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]  
 wk Apertura fessure in mm calcolata = sr max\*(e\_sm - e\_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi  
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]  
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00117	0.00000	0.500	22.0	50	0.00063 (0.00059)	293	0.183 (990.00)	207.50	0.00

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	7.69	-50.0	55.0	-195.6	-34.1	6.1	1250	38.0

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00117	0.00000	0.500	22.0	50	0.00074 (0.00059)	293	0.218 (0.30)	207.50	0.00

**VERIFICA ARMATURE MINIME SLE PER CONTROLLO FESSURAZIONE (§ 7.3.2 EC2)**

N°Comb. Numero della combinazione SLE  
 Tipo Comb. Frequente o Quasi Permanente  
 Dom. Numero e tipologia dominio di calcestruzzo assegnato (parte di sezione considerata)  
 k Coeff. che tiene conto delle autotensioni [(7.1) EC2]  
 kc Coeff. associato alla distribuzione degli sforzi [(7.1) EC2]  
 Act Area di cls. teso (prima della fessurazione) relativo al dominio corrente [(7.1) EC2]  
 Ned Sforzo normale (+ se di compressione) agente nel cls. del dominio prima della fessuraz.[kN]  
 Sc =Ned/Ac sforzo normale medio nel dominio di area Ac per sezioni rett. o nervature [(7.1) EC2]  
 k1 Coeff. associato all'effetto dello sforzo normale sulla distribuzione degli sforzi (sez. rett. o nervature)  
 Frc Sforzo di trazione (valore assoluto) agente nelle eventuali solette prima della fessuraz.[kN]  
 As dom Area [cm<sup>2</sup>] delle barre long. in zona tesa effettivamente presenti nel dominio considerato.  
 As,min Area [cm<sup>2</sup>] minima delle barre long. da disporre in zona tesa nel dominio considerato in base alla (7.1) EC2.

N°Comb	Tipo Comb.	Dom.	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Frc	As dom	As,min
1	Quasi perm.	1 (Nervatura)	0.83	0.37	2550	---	---	---	-636.38	38.0	6.5

## 8 ALLEGATO B – VERIFICA COPERTURA

Con la presente il sottoscritto calcolatore delle strutture del Sistema NPS® e ECOTRAVE®

DICHIARA

che i componenti strutturali del Sistema NPS® e ECOTRAVE®, oggetto della presente relazione tecnica, sono progettati e calcolati a norma delle vigenti disposizioni di legge.

Premesso che:

- Art. 1 della Legge n°1086 riporta "... Sono considerate opere a struttura metallica quelle nelle quali la statica è assicurata in tutto o in parte da elementi strutturali in acciaio o in altri metalli."
- Le Travi NPS® e ECOTRAVE® sono travi composte in acciaio e calcestruzzo
- La presente relazione comprende sia le calcolazioni eseguite, il tipo, le dimensioni delle strutture del Sistema NPS® e ECOTRAVE® (e quanto altro occorre per definire l'opera sia nei riguardi dell'esecuzione, sia nei riguardi della conoscenza delle condizioni di sollecitazione), che i contenuti della relazione illustrativa, dalla quale risultano le caratteristiche dei materiali che verranno impiegati.
- Le travi reticolari autoportanti acciaio-calcestruzzo realizzate con acciaio da carpenteria sono costituite da una reticolare metallica collaborante con il getto di calcestruzzo, previa posa in opera delle armature integrative aggiuntive. Sono prevalentemente utilizzate per la realizzazione di impalcati di piano, in associazione a svariate tipologie di solai.
- I principali vantaggi nell'utilizzo di questa tipologia di struttura mista acciaio-calcestruzzo conseguono alla capacità autoportante del traliccio metallico, durante la fase di assemblaggio e getto dei solai, a calcestruzzo fresco e quindi non collaborante. Ciò consente di evitare le strutture provvisorie di sostegno e la cassetatura, semplifica la posa delle strutture prefabbricate e riduce i tempi di esecuzione, in modo da ottimizzare il rapporto fra costo e beneficio.
- Il traliccio reticolare è formato da elementi strutturali monodimensionali (corrente superiore ed inferiore, anima di collegamento e dispositivo di appoggio), realizzati mediante l'impiego di piatti, tondi e profilati quadri pieni in acciaio per carpenteria metallica, assemblati tra loro tramite unioni saldate.
- Tutte le preparazioni, gli assemblaggi, le saldature sono eseguite da personale specializzato, secondo quanto previsto e prescritto dalla normativa vigente, in stabilimenti industriali a ciò preposti.

Si precisa che:

- I diagrammi involuppo dei momenti flettenti e delle azioni taglianti sono ricavati mediante analisi elastica lineare; si è tenuto conto sia della sequenza della modalità di costruzione che dell'applicazione dei carichi
- Il momento d'inerzia della sezione reagente Trave NPS® e ECOTRAVE® viene calcolato considerando il contributo della soletta collaborante
- Il valore del momento d'inerzia  $I$ , riportato sulla relazione di calcolo, viene utilizzato unicamente per la ricerca delle caratteristiche della sollecitazione ai vari nodi
- La Trave NPS® e ECOTRAVE® non presenta rigidità torsionale, pertanto ruota di un angolo  $\alpha$ , come pure le travi in cemento armato, che viene valutato secondo i criteri di Scienza delle Costruzioni. Per questo motivo non si prevede un'armatura integrativa a torsione per la Trave

### NPS® e ECOTRAVE®

- L'autoportanza delle travi, nelle fase di montaggio e getto del cls, è affidata al solo traliccio metallico costituito da elementi in acciaio da carpenteria metallica, per cui per tale fase si applicano norme e codici di calcolo relative alle strutture in acciaio in vigore, quali:
  - Decreto Min. Infrastrutture 17.01.2018, paragrafo 4.2 "Costruzioni di acciaio";
  - Eurocodice 3 "Progettazione delle strutture in acciaio";
  - CNR N. 182 - 1997 "COSTRUZIONI DI ACCIAIO. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione".
- Dopo la maturazione ed il raggiungimento della resistenza caratteristica di progetto prevista per il calcestruzzo, la trave reticolare si costituisce elemento monolitico misto acciaio calcestruzzo con soletta collaborante, in cui il profilato metallico reticolare è interamente inglobato nel conglomerato cementizio. In questa fase, le travi reticolari autoportanti rientrano nella famiglia delle "travi miste acciaio-calcestruzzo", in cui l'uguaglianza di deformazione fra parti in acciaio e il calcestruzzo, che le avvolge, è assicurata dalla penetrazione di quest'ultimo fra le maglie della struttura reticolare, e come tali sono verificate con le norme e codici di calcolo relativi:
  - Decreto Min. Infrastrutture 17.01.2018, paragrafo 4.3 "Costruzioni composte di acciaio - calcestruzzo";
  - Eurocodice 4 "Progettazione delle strutture composte acciaio - calcestruzzo";
  - CNR 10016 N. 194 "Strutture composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni".
- Tutto lo sforzo di taglio, in prima e seconda fase, viene assorbito interamente dall'anima. Il traliccio è pertanto verificato sia agli effetti degli sforzi assiali sulle aste tese della trave metallica in prima fase, che agli sforzi di scorrimento della trave mista collaborante in seconda fase, che differiscono dagli usuali modelli consolidati per le travi in c.a..
- Le strutture miste acciaio-calcestruzzo sono particolarmente indicate per la zona sismica, sia per la loro resistenza, che consente una riduzione delle masse, sia per la loro duttilità, che permette alla struttura di andare oltre il limite elastico senza rischio di collasso.

### Sistema NPS® e ECOTRAVE®

#### GENERALITÀ

La Trave NPS®, e/o ECOTRAVE®, è un manufatto prodotto in stabilimento secondo una precisa ripetitività tipologica. Essa è, inoltre, completata in opera con la posa delle armature integrative esterne ed il getto di calcestruzzo, da parte dell'impresa appaltante.

Ogni fornitura di manufatti prefabbricati è accompagnata da relazione di calcolo e da apposite istruzioni nelle quali vengono esposte le modalità di trasporto e montaggio, nonché le caratteristiche e i limiti d'impiego dei manufatti stessi.

## DESCRIZIONE

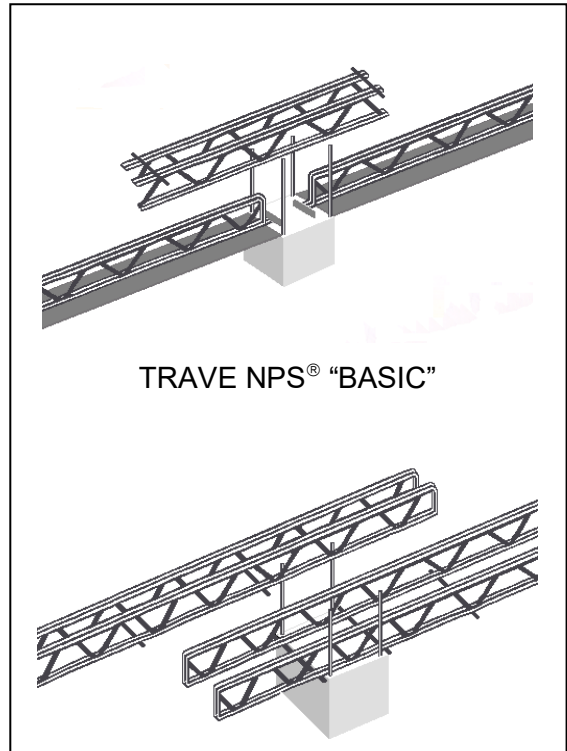
La Trave NPS®, e/o ECOTRAVE®, è composta da:  
piatto inferiore e/o corrente inferiore e superiore in acciaio per carpenteria metallica;  
un'anima di collegamento ottenuta con barre inclinate in acciaio per carpenteria metallica, saldate al corrente superiore ed a quello inferiore.

Un dispositivo d'appoggio antiscorrimento, ed antiribaltamento, permette il razionale collegamento con le strutture verticali.

## COMPORTEMENTO STATICO

Il comportamento statico della Trave NPS®, e/o ECOTRAVE®, è collegato ai due diversi momenti in cui la trave metallica svolge la sua completa funzione statica:

- A. prima fase, sino al consolidamento del calcestruzzo, la Trave NPS®, e/o ECOTRAVE®, funziona come una struttura reticolare metallica a maglia triangolare e presenta lo schema statico di una trave in semplice appoggio.
- B. seconda fase, a getto solidificato, la Trave NPS®, e/o ECOTRAVE®, è solidarizzata con le strutture portanti contigue (travi e pilastri), con conseguente configurazione meccanica di struttura mista acciaio-calcestruzzo.



TRAVE NPS® "BASIC"

## LA TIPOLOGIA TRAVI NPS® e ECOTRAVE®

Le Trave NPS®, e/o ECOTRAVE®, si dividono in travi con piatto inferiore che costituisce parte dell'armatura attiva della trave e nel contempo supporto dei solai a spessore, ed in travi composte da tralicci collegati da calastrelli inferiori.

Le travi con piatto, le Travi BASIC, vengono completate in opera con i tralicci di collegamento NPS o con i monconi. per c.a.

Le travi LIGHT, composte con il numero di tralicci occorrenti alla trave saldati su calastrelli inferiori, presentano larghezze diverse, in modo di poter essere sovrapposte per integrare le armature nei nodi e/o dove è necessario.

Nelle sottostanti sezioni, in cui sono indicate solo le travi di produzione di serie, sono indicate in rosso le armature delle travi LIGHT .

<b>TRAVI NPS® “BASIC” CON PIATTO INFERIORE</b>				
Le Travi BASIC sono composte da struttura reticolare saldata nella mezzeria del piatto.				
<b>TRAVI NPS® “LIGHT” A TRALICCI ACCOPPIABILI</b>				
Le Travi LIGHT vengono posizionate sui pilastri e gettate in opera tradizionalmente, realizzando un coprifermo di spessore adeguato.				
Possono essere fornite con uno zoccolo in calcestruzzo confezionato in stabilimento opportunamente armato.				
<b>TRAVI NPS® CASSERATE</b>				
Le Travi BASIC emergenti, di mezzeria o di bordo, vengono prodotte inserendo i tralicci in casseri e possono anche essere parzialmente pregettati.				
<b>TRALICCI DI COLLEGAMENTO “NPS®”</b>				
Il doppio traliccio collegato dai calastrelli superiori è usato per i momenti d'incastro nelle travi con fondello e Travi BASIC a una o 2 anime.				
Il traliccio singolo viene associato alle travi a due anime e viene utilizzato come elemento di continuità nelle Travi secondarie.				

## METODOLOGIA DI CALCOLO

Il metodo di verifica adottato per il calcolo delle Travi NPS®, e/o ECOTRAVE®, viene specificato sulla premessa della relazione di calcolo.

La metodologia di calcolo adottata può far riferimento a:

- **METODO SEMIPROBABILISTICO AGLI STATI LIMITE**  
Il calcolo allo Stato Limite Ultimo viene effettuato per la combinazione di azioni più sfavorevole. Le azioni di carico sono 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.
- **METODO ALLE TENSIONI AMMISSIBILI**  
Le azioni di carico sono 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.

## NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La produzione e la progettazione dei componenti strutturali del Sistema NPS® e ECOTRAVE®, avviene nel rispetto delle normative di seguito citate, nonché di tutte quelle che da esse sono direttamente richiamate:

- Legge 5.11.1971 n.1086, “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”
- CNR 10011/85, “Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la manutenzione”
- CNR 10016/85, “Travi composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l’impiego nelle costruzioni.”
- D.M. 03.12.1987, “Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate”
- Circolare Ministero dei Lavori Pubblici, n. 31104 - 16.03.1989
- Circolare 15.10.1996, n. 252 AA.GG./S.T.C., Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche” di cui al D.M. 9.01.1996
- CNR N. 182 - 1997 “COSTRUZIONI DI ACCIAIO. Istruzioni per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la manutenzione”
- CNR 10016 N. 194 “Strutture composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l’impiego nelle costruzioni”
- Decreto Min. Infrastrutture 17.01.2018, Nuove norme tecniche per le costruzioni
- Eurocodice 3 “Progettazione delle strutture in acciaio”;
- Eurocodice 4 “Progettazione delle strutture composte acciaio - calcestruzzo”.

## PRODUZIONE MANUFATTI PREFABBRICATI

I manufatti prefabbricati vengono costruiti sotto la direzione di un tecnico a ciò abilitato, che per essi assume le responsabilità stabilite dalla legge per il direttore dei lavori.

A cura di detto tecnico vengono eseguiti i prelievi di materiali, le prove ed i controlli di produzione sui manufatti finiti con le modalità e la periodicità prevista dalle Norme in vigore.

## MATERIALI

I materiali utilizzati vengono riportati nella relazione di calcolo, nelle schede esecutive e sul frontespizio dei disegni di posa.

I materiali base componenti le travi risultano :

- Piatto in acciaio per carpenteria metallica, conforme alle norme armonizzate UNI EN 10025, a formare il corrente inferiore della trave.
- Barre in acciaio per carpenteria metallica, conforme alle norme armonizzate UNI EN 10025, utilizzate sia per il corrente superiore compresso che per l'armatura integrativa in zona tesa e le aste di parete.
- Saldature a filo continuo con gas protettivo CO<sub>2</sub>, ottenute con fili del tipo 3° - UNI 8031/79
- Acciaio ad aderenza migliorata B450C controllato in stabilimento disposto in opera a lembo superiore della trave ove fosse richiesto per l'assorbimento di sollecitazioni flessionali a tendere tali fibre.

Tutto l'acciaio per carpenteria utilizzato è prodotto qualificato ai sensi del Capitolo 11.3.4. relativo al D.M. 17.01.2018, "Acciai per strutture metalliche e per strutture composte" e s.m.i.

## CARATTERISTICHE DI PRODUZIONE

In conformità alle prescrizioni in vigore (1) la preparazione dei tondi da saldare, sia tra loro che col piatto inferiore, avviene prelevando spezzoni di idonea lunghezza da una barra origine operando con macchina utensile ad ossitaglio automatico: la preparazione dei lembi risulta regolare e ben liscia.

I lembi, al momento della saldatura, sono esenti da incrostazioni, ruggine, scaglie, grassi, vernici, irregolarità locali ed umidità.

Per evitare nella zona termicamente alterata e nella saldatura il fenomeno delle cricche da idrogeno, le parti da saldare sono sottoposte localmente a preriscaldamento a +30 °C.

La zona preriscaldata si estende per 75 mm in ogni senso dal punto in cui si salda.

## TOLLERANZE DIMENSIONALI

Le tolleranze di produzione, in accordo con normativa in vigore UNI EN 1090, e sono da riferirsi alla specifica classe di esecuzione (EXC) dichiarata negli elaborati.

## FASI TRANSITORIE

Si intendono le fasi di accatastamento in stabilimento, sollevamento, trasporto e successivo sollevamento per posa in opera.

Durante tali fasi le Travi NPS® , e/o ECOTRAVE®, sono soggette ad effetti dinamici, che sono opportunamente valutati. Gli organi di sollevamento dovranno essere tali da poter agganciare senza danneggiare le travi al loro corrente superiore in almeno due punti, tali da realizzare eventuali sbalzi simmetrici e comunque di luce non superiore a  $\frac{1}{4}$  di quella dell'intera trave.

## APPOGGI

Poiché è sempre previsto un getto di completamento in opera a garantire la continuità tra gli elementi strutturali, gli appoggi delle Travi NPS®, e/o ECOTRAVE®, quali ad esempio pilastri, murature, setti in cls o simili elementi portanti, dovranno garantire una profondità d'appoggio non inferiore a 10 cm (salvo diverse specifiche Tecnostrutture).

## METODI E PROCEDIMENTI COSTRUTTIVI

Tutte le preparazioni, gli assemblaggi, le saldature sono eseguite secondo quanto previsto e prescritto dalla normativa vigente, su cui le maestranze sono istruite e controllate.

Appositi operai specializzati preparano i singoli elementi costitutivi delle NPS®, e/o ECOTRAVE®.

Le Travi NPS®, e/o ECOTRAVE®, sono assemblate sul banco di lavoro da saldatori, muniti di idoneo patentino – Tipo A, che tagliano e saldano insieme i singoli pezzi costitutivi.

## CAMPI DI UTILIZZO

Le Travi NPS®, e/o ECOTRAVE®, permettono al progettista di sfruttare al meglio le caratteristiche dei materiali a disposizione, ottimizzando gli spessori delle travi e dei solai, la loro capacità portante.

Nelle opere ex novo le Travi NPS®, e/o ECOTRAVE®, consentono forti economie di cantiere, grazie alla rapidità di posa, all'assenza di puntellazione, all'assenza di cassetture .

Nel restauro offrono una facile soluzione in tutti i casi in cui si progetti il rinforzo dei solai con travi di cemento armato preesistenti, oppure qualora si debbano sostituire travi o solette degradate con elementi di esiguo spessore altrettanto resistenti.

## PROVE DI LABORATORIO

PROVE SUI MATERIALI. Le prove si effettuano presso:

- LABORATORIO SPERIMENTALE PER LE PROVE SUI MATERIALI DA COSTRUZIONE dell'Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni – UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA – FACOLTÀ DI INGEGNERIA
- Laboratorio Ufficiale dell'Istituto Tecnico Industriale Statale "Leonardo da Vinci", Portogruaro (VE)
- LABORATORIO SPERIMENTALE PER LE PROVE SUI MATERIALI DA COSTRUZIONE dell'università "IUAV" DI VENEZIA



## GENERALITÀ

COMMESSA SITECO S.R.L. (SOTTOPASSO AEROPORTO FIRENZE)

IMPRESA SITECO Engineering Company

LOCALITÀ Pavullo nel Frignano (RE)

PRATICA N. 016270

DATA 16.02.2024

UNITA` DI MISURA:

Lunghezze: m

Inerzie: cm<sup>4</sup>

Forze: kN

carichi distribuiti: kN/m

Momenti: kNm

Tensioni: MPa

AZIONI DI CALCOLO:

Per gli stati limite ultimi si adotteranno le combinazioni del tipo:

$$F_d = \gamma_{g1} \cdot G_1 + \gamma_{g2} \cdot G_2 + \gamma_q \cdot \left[ Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} \cdot Q_{ik}) \right]$$

Dove:

-  $G_1$  è il valore caratteristico delle azioni permanenti;

-  $G_2$  è il valore caratteristico delle azioni permanenti NON STRUTTURALI;

-  $Q_{1k}$  è il valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione;

-  $Q_{ik}$  i valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;

-  $\gamma_{g1}$  = 1.35 (0.9 se il suo contributo aumenta la sicurezza; 1.0 nelle combinazioni sle);

-  $\gamma_{g2}$  = 1.5 (0.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza; 1.3 QUALORA I CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI SIANO COMPIUTAMENTE DEFINITI; 1.0 nelle combinazioni sle);

-  $\gamma_q$  = 1.5 (0.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza; 1.0 nelle combinazioni sle);

-  $\psi_{0i}$  è il coefficiente di combinazione generico delle azioni variabile considerate come secondarie;

PER GLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO SI DEVONO PRENDERE IN ESAME LE COMBINAZIONI RARE, FREQUENTI E QUASI FREQUENTI.

IN FORMA CONVENZIONALE LE COMBINAZIONI POSSONO ESSERE ESPRESSE NEL MODO SEGUENTE:

. COMBINAZIONI CARATTERISTICA:

$$F_d = G_1 + G_2 + Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} \cdot Q_{ik})$$

. COMBINAZIONI FREQUENTI:

$$F_d = G_1 + G_2 + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ik})$$

. COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI:

$$F_d = G_1 + G_2 + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ik})$$

I COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO SONO:

. COMBINAZIONI CARATTERISTICA: 1.00

. COMBINAZIONI FREQUENTI: 0.75

. COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI: 0.60

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI:

CALCESTRUZZO C30/37 XC3 S4 gCLS = 1.50 fcd = 17.40 fctm = 2.94  
 $E_c = 33019.43n = 15.00$   
 ACCIAIO B450C gACC = 1.15 fyk = 450.00 ftk = 540.00  
 ACCIAIO NPS® S355 gM = 1.05 fyk = 355.00  
 ACCIAIO NPS®(ø≥36)S460 gM = 1.05 fyk = 440.00

VALORI NOMINALI PER LE FESSURE (in mm):

Gruppi di esigenze	Ordinarie a	Aggressive b	Molto aggressive c
Frequente	0.4	0.3	0.2
Quasi perm.	0.3	0.2	0.2

#### LEGENDA

*Di seguito sono riportati i carichi, le caratteristiche geometriche ed elastiche, le sollecitazioni relative alle travi secondo la nomenclatura di seguito riportata.*

**TR. NPS** *Tipologia trave*

**n.** *numero trave*

**T** *numero travata*

**Tipo** *sezione tipo della trave*

**BS** *Larghezza cls compresso all'estremo sinistro [cm]*

**BC** *Larghezza collaborante della trave in mezzeria [cm]*

**BD** *Larghezza cls compresso all'estremo destro [cm]*

**S** *Spessore della soletta superiore [cm]*

**HT** *Altezza della trave (da intradosso ad estradosso) [cm]*

**Lt** *Luce teorica [cm]*

**L0** *Luce netta [cm]*

**s<sub>p</sub>** *spessore piatto inferiore*

**b<sub>p</sub>** *larghezza piatto*

**Ai** *armatura inferiore*

**As** *armatura superiore*

**Adi** *armatura diagonali e passo anime*

Monta: *controfreccia trave [mm] (Trave BASIC)*

Fp(I+G): *Abbassamento max in mezzeria per i soli carichi fissi t=∞ [mm] (Trave LIGHT o CLS)*

**tipo** *tipo di carico: q=carico distribuito; P=carico concentrato; M=coppia concentrata*

**C.C.** *Condizione di carico*

**fase** *prima (I) o seconda (II)*

**a**            *distanza da sinistra dell'inizio carico [m]*  
**qa**          *valore di sinistra del carico distribuito trapezio [kN/m] o valore del carico concentrato*  
**b**            *distanza da sinistra della fine carico [m]*  
**qb**          *valore di destra del carico distribuito trapezio [kN/m]*  
**I**            *Inerzia della sezione mista (sezione completamente reagente) [cm<sup>4</sup>]*

**Md\_I**        *Momento sollecitante di calcolo allo slt in prima fase [kNm]*  
**Mu\_I**        *Momento resistente ultimo in prima fase [kNm]*  
**Md\_II**       *Momento sollecitante di calcolo allo slt in seconda fase [kNm]*  
**Mdr\_II**      *Momento sollecitante di calcolo allo slt in seconda fase traslato e ridistribuito [kNm]*  
**Mu**          *Momento resistente ultimo [kNm]*  
**c.s.**         *Coefficiente di sicurezza [Mu / Mdr\_II]*

*se i segni del numeratore e il denominatore sono discordi viene indicato con '-';*

*se il valore supera 100 viene indicato con '\*\*\*';*

**x/d**         *Rapporto tra la distanza dell'asse neutro e l'altezza utile*

**Campo**      *Campo di stato limite ultimo*

**arm.**         *Armatura e lunghezza delle armature aggiuntive (Spezzoni-B450C o Connessioni NPS-acciaio da carp. metallica)*

**Area**         *Aree complessive ai fini della resistenza nella posizione e nella sezione indicata*

**Y**            *Baricentro equivalente delle aree complessive*

**Vd\_I**         *Taglio sollecitante di calcolo allo slt in prima fase [kN]*

**Vu\_I**         *Taglio resistente ultimo in prima fase [kN]*

**s.f.I**         *Coefficiente di sicurezza in prima fase*

**Vd,tot**       *Taglio sollecitante totale allo slt [kN]*

**Vu,w\_II**      *Taglio resistente ultimo in seconda fase ANIME [kN]*

**Vu,st\_II**      *Taglio resistente ultimo in seconda fase STAFFE [kN]*

**Vu\_II**         *Ultimate resistant shear in the second phase [kN]*

**s.f.II**         *Coefficiente di sicurezza in seconda fase*

**Staffe**       *Staffe presenti nella sezione*

**M\_raro**       *Momento sollecitante sle (combinazione rara) di limitazione delle tensioni [kNm]*

**M\_qperm**      *Momento sollecitante sle (combinazione quasi permanente) di limitazione delle tensioni [kNm]*

**s\_cls**         *Tensione minima del calcestruzzo sle [MPa]*

**s\_acc**         *Tensione massima acciaio sle [MPa]*

**Amb.**         *Condizione di ambiente per la verifica a fessurazione*

**WRARO**       *Apertura in mm per combinazione rara*

**WFREQ**       *Apertura in mm per combinazione frequente*

**WQ.P.**         *Apertura in mm per combinazione quasi permanente*

Condizioni di carico

C.C            *Descrizione*

Permanenti prima fase

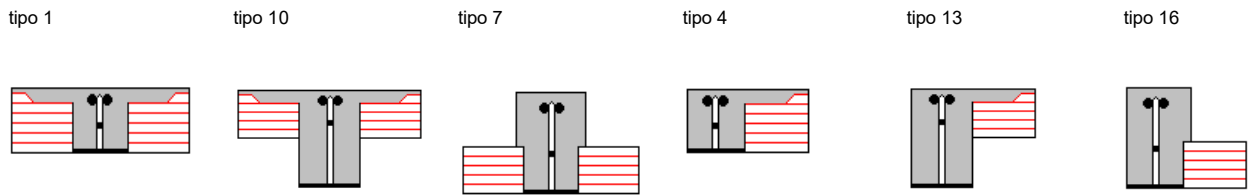
Permanenti seconda fase

Accidentali

**Diagramma deformata ideale – combinazione Q.P. (con effetto della monta in caso di travi BASIC)**

- Deformata (I) in mm
- ..... Deformata (I+G) minima in mm
- \_\_\_\_\_ Deformata (I+G+P) massima in mm
- \_\_\_\_\_ Deformata (I+G+P) minima in mm

Sezioni tipo delle travi



**VERIFICA**

TR. NPS. CLS n. 101 T1 tipo = 10

BS = 80.0 BC = 200.0 BD = 80.0 S = 43.0 Ht = 135.0  
 Lt = 1310.0 L0 = 1230.0 I = 4.49e+07  
 s\_p= b\_p= Ai= 8ø42 + 8ø48 As= 8ø42 Adi= 7ø42/58 M./f.= 15

**Carichi:**

Tipo	C.C.	a	qa	b	qb
q	1	0.00	70.24	13.10	70.24
q	2	0.00	128.00	13.10	128.00
q	3	0.00	36.00	13.10	36.00
P	3	5.89	400.00		
P	3	1.96	400.00		
P	3	0.65	400.00		
P	3	7.20	400.00		

Z	Md_I	Mu_I	Md_II	Mdr_II	Mu	c.s.	x/d	Campo	arm.	Area	Y
sx_sup	0.40	---	---	1052.73	2959.84	5262.76	1.78	0.12	3		
sx_inf	0.40	---	---	322.98	77.21	-34.71	----	0.91	**	108.57	127.6
max_sup	6.55	1870.49	5149.96	8814.01	10684.50	11551.93	1.08	0.21	3	110.84	17.1
max_inf	6.55	1870.49	5149.96	2745.76	1870.49	-4952.15	----	0.10	3	255.60	125.6
dx_sup	12.70	---	---	858.52	2721.52	5262.76	1.93	0.12	3		
dx_inf	12.70	---	---	321.83	77.21	-34.71	----	0.91	**	108.57	127.6

Z	Vd_I	Vu_I	s.f.I	Vd,tot	Vu,w_II	Vu,s_II	Vu_II	s.f.II	Staffe
Left	0.40	583.18	1338.02	2.29	3176.08	3567.23	0.00	3567.23	1.12
Right	12.70	583.18	1338.02	----	2696.08	3567.23	0.00	3567.23	1.32

Z	M_raro	s_cls	s_acc	c.s.	M_q.perm.	s_cls	s_acc	c.s.	
sx_sup	0.40	701.82	-1.79	50.99	6.59	550.29	-1.37	41.72	8.05
sx_inf	0.40	322.98	-0.91	20.86	16.11	322.98	-0.85	23.58	14.25
ca_sup	6.55	5876.00	-9.19	261.56	1.28	4623.91	-7.20	216.91	1.55
ca_inf	6.55	2745.76	-4.39	-156.89	2.14	2745.76	-4.32	-155.83	2.16
dx_sup	12.70	572.34	-1.49	40.66	8.26	472.14	-1.19	35.48	9.47
dx_inf	12.70	321.83	-0.91	20.77	16.18	321.83	-0.84	23.49	14.31

**CONTROLLO DI FESSURAZIONE**

Z	Amb.	Mfasel	MCA	MFREQ	MQ.P.	WRARO	WFREQ	WQ.P.	
Fess.	6.55	a	1385.55	5876.00	5093.44	4623.91	0.000	0.220	0.200

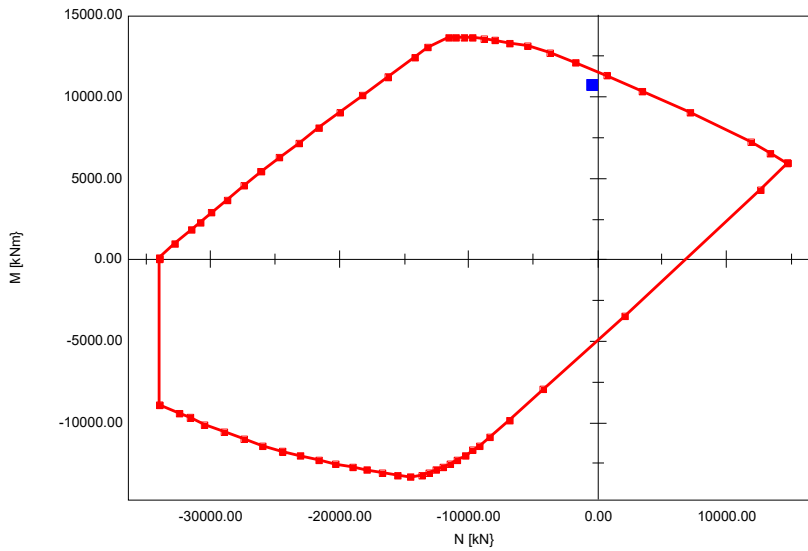
Z	M_raro	s_cls	s_acc	c.s.	M_q.perm.	s_cls	s_acc	c.s.	
sx_sup	0.40	701.82	-1.79	50.99	6.59	550.29	-1.37	41.72	8.05
sx_inf	0.40	322.98	-0.91	20.86	16.11	322.98	-0.85	23.58	14.25
ca_sup	6.55	5876.00	-9.19	261.56	1.28	4623.91	-7.20	216.91	1.55
ca_inf	6.55	2745.76	-4.39	-156.89	2.14	2745.76	-4.32	-155.83	2.16
dx_sup	12.70	572.34	-1.49	40.66	8.26	472.14	-1.19	35.48	9.47
dx_inf	12.70	321.83	-0.91	20.77	16.18	321.83	-0.84	23.49	14.31

**VERIFICA SLU:**

Zpos = 6.55

NSLU = -412.50

MSLU = 10684.50

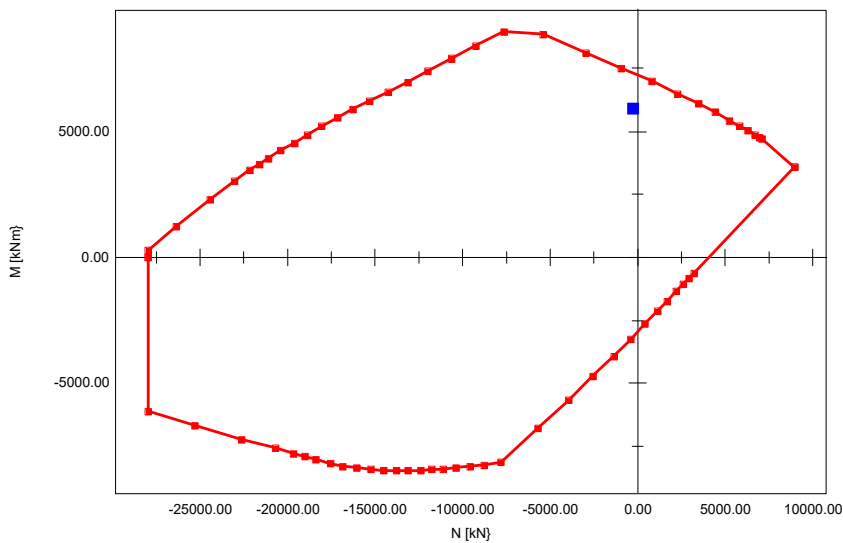


VERIFICA SLE:

$Z_{pos} = 6.55$

$NSLE = -275.00$

$MSLE = 5876.00$



TR. NPS. CLS      n. 102      T2 tipo = 10

BS = 120.0 BC = 200.0      BD = 120.0      S = 43.0      Ht = 135.0

Lt = 1680.0      L0 = 1600.0      I = 5.88e+07

s\_p=      b\_p=      Ai= 10ø48 + 10ø52      As= 10ø48 Adi= 9ø42/58      M./f.= 31

Carichi:

Tipo	C.C.	a	qa	b	qb
q	1	0.00	80.51	16.80	80.51
q	2	0.00	128.00	16.80	128.00

<i>q</i>	3	0.00	36.00	16.80	36.00
<i>P</i>	3	7.56	400.00		
<i>P</i>	3	2.52	400.00		
<i>P</i>	3	0.84	400.00		
<i>P</i>	3	9.24	400.00		

Z	Md_I	Mu_I	Md_II	Mdr_II	Mu	c.s.	x/d	Campo	arm.	Area	Y
sx_sup	0.40	---	---	1229.79	3715.42	6878.48	1.85	0.16	3		
sx_inf	0.40	---	---	415.11	147.62	-91.12	----	0.57	**	145.52	126.8
max_sup	8.40	3625.77	8367.17	13214.88	16840.65	17268.65	1.03	0.26	3	180.96	17.4
max_inf	8.40	3625.77	8367.17	4515.84	3625.77	-8039.75	----	0.10	3	393.33	125.1
dx_sup	16.40	---	---	1036.29	3366.09	6878.48	2.04	0.16	3		
dx_inf	16.40	---	---	414.33	147.62	-91.12	----	0.57	**	145.52	126.8

Z	Vd_I	Vu_I	s.f.I	Vd,tot	Vu,w_II	Vu,s_II	Vu_II	s.f.II	Staffe
Left	0.40	869.54	1679.15	1.93	3917.54	4500.69	0.00	4500.69	1.15
Right	16.40	869.54	1679.15	----	3437.54	4500.69	0.00	4500.69	1.31

Z	M_raro	s_cls	s_acc	c.s.	M_q.perm.	s_cls	s_acc	c.s.	
sx_sup	0.40	819.86	-1.85	46.47	7.23	657.96	-1.46	39.08	8.60
sx_inf	0.40	415.11	-1.01	21.74	15.46	415.11	-0.95	24.19	13.89
ca_sup	8.40	8809.92	-11.33	275.34	1.22	7092.29	-9.09	234.29	1.43
ca_inf	8.40	4515.84	-5.87	-196.11	1.71	4515.84	-5.82	-195.29	1.72
dx_sup	16.40	690.86	-1.58	38.56	8.71	580.25	-1.30	34.31	9.79
dx_inf	16.40	414.33	-1.00	21.69	15.49	414.33	-0.95	24.14	13.92

**CONTROLLO DI FESSURAZIONE**

Z	Amb.	Mfasel	MCA	MFREQ	MQ.P.	WRARO	WFREQ	WQ.P.	
Fess.	8.40	a	2685.76	8809.92	7736.40	7092.29	0.000	0.286	0.265

Z	M_raro	s_cls	s_acc	c.s.	M_q.perm.	s_cls	s_acc	c.s.

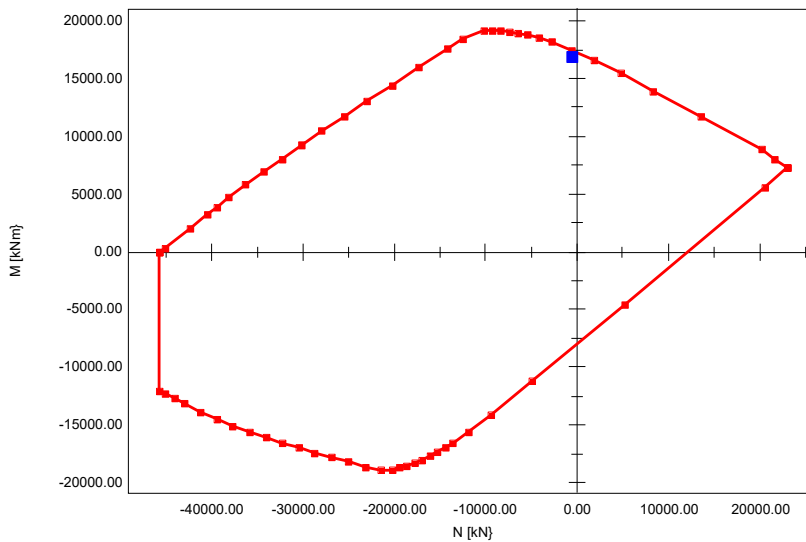
<i>sx_sup</i>	0.40	819.86	-1.85	46.47	7.23	657.96	-1.46	39.08	8.60
<i>sx_inf</i>	0.40	415.11	-1.01	21.74	15.46	415.11	-0.95	24.19	13.89
<i>ca_sup</i>	8.40	8809.92	-11.33	275.34	1.22	7092.29	-9.09	234.29	1.43
<i>ca_inf</i>	8.40	4515.84	-5.87	-196.11	1.71	4515.84	-5.82	-195.29	1.72
<i>dx_sup</i>	16.40	690.86	-1.58	38.56	8.71	580.25	-1.30	34.31	9.79
<i>dx_inf</i>	16.40	414.33	-1.00	21.69	15.49	414.33	-0.95	24.14	13.92

**VERIFICA SLU:**

*Zpos* = 8.40

*NSLU* = -412.50

*MSLU* = 16840.65



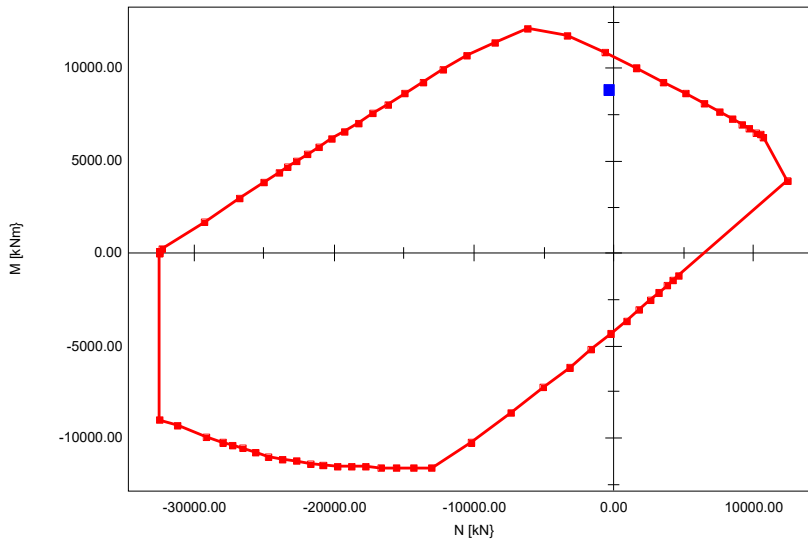
**VERIFICA SLE:**

*Zpos* = 8.40

*NSLE* = -275.00

*MSLE* = 8809.92

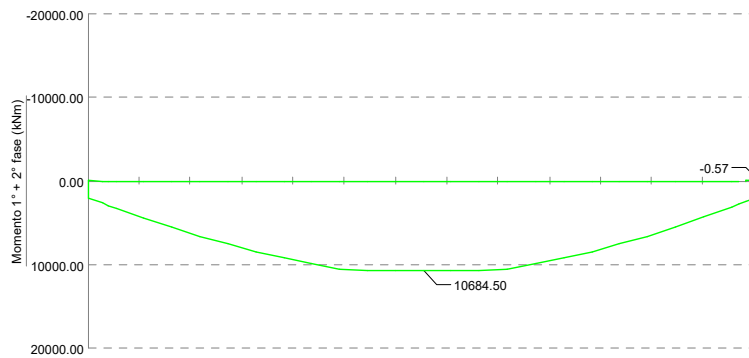


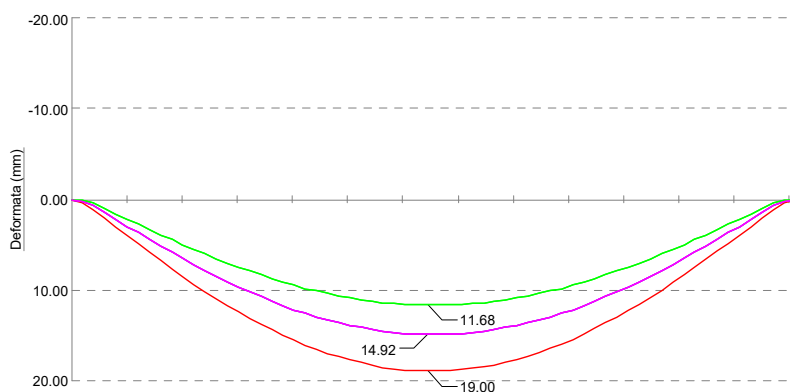
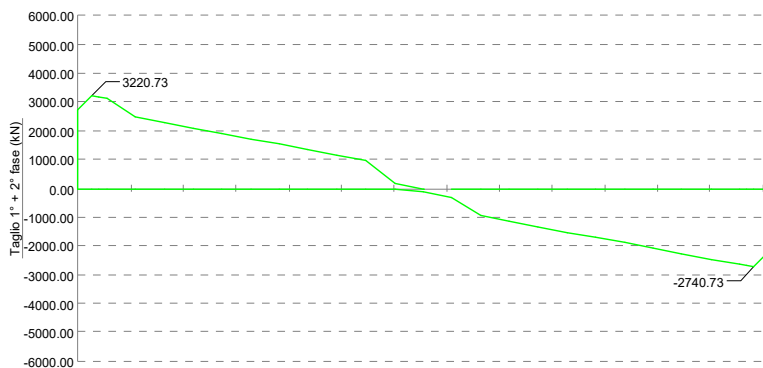


**SOLLECITAZIONI, DEFORMAZIONI E REAZIONI VINCOLARI**

**Travata: T1**

**TR. NPS n. 101**



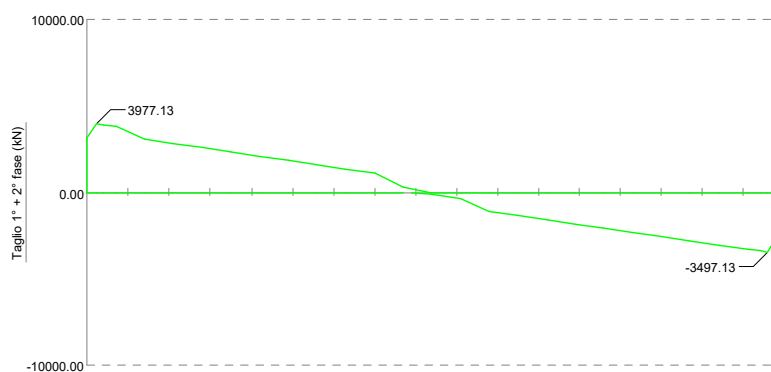
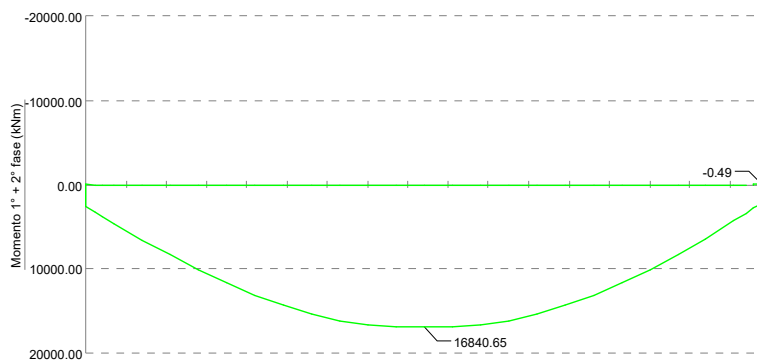


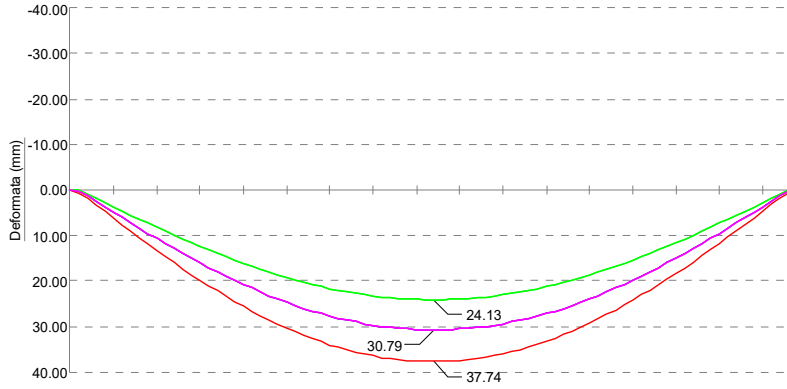
REAZIONI VERTICALI:

Appog.	ULTIME		CARATTERISTICHE FREQUENTI				QUASI PERMANENTI	
	max	min	max	min	max	min	max	min
1	3299.66	450.64	2244.84	450.64	2005.89	450.64	1862.52	450.64
2	2819.66	450.64	1924.84	450.64	1765.89	450.64	1670.52	450.64

Travata: T2

TR. NPS n. 102





REAZIONI VERTICALI:

Appog.	ULTIME		CARATTERISTICHE FREQUENTI				QUASI PERMANENTI	
	max	min	max	min	max	min	max	min
1	4046.81	666.97	2764.57	666.97	2508.97	666.97	2355.61	666.97
2	3566.81	666.97	2444.57	666.97	2268.97	666.97	2163.61	666.97

## 10 ALLEGATO A – COMBINAZIONI DI CARICO DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE

ANALISI/ COMBO		G <sub>1pz</sub>	G <sub>2z</sub>	G <sub>5z</sub>	G <sub>6z</sub>	G <sub>3_2</sub>	QC1	QC2	QV1C	QV1L	QV2C	QV2L	QV3C	QV3C	E1	E2	E3	E4	
		Pesi propri delle strutture		Ricoprimento sulla soletta di copertura	Sovraccarichi permanenti sul solaio di fondo	Sovraccarichi permanenti sugli orizzontamenti	Spinta delle terre con falda di progetto	Carico da traffico stradale variabile distribuito - centrale	Carico da traffico stradale variabile distribuito - laterale	Sovraccarico variabile orizz. intermedi - Piano 1° centrale	Sovraccarico variabile orizz. intermedi - Piano 1° laterale	Sovraccarico variabile orizz. intermedi - Piano 2° centrale	Sovraccarico variabile orizz. intermedi - Piano 2° laterale	Sovraccarico variabile orizz. intermedi - Piano 3° centrale	Sovraccarico variabile orizz. intermedi - Piano 3° laterale	Azioni sismiche sul terreno (verso positivo)	Azioni sismiche sul terreno (verso negativo)	Azioni sismiche sulle strutture interne (verso positivo)	Azioni sismiche sulle strutture interne (verso negativo)
<b>1</b>	SLE_R1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1					
	SLE_R2	1	1	1	1	1		1		1		1		1					
	SLE_R3	1	1	1	1		1	1	1	1	1	1	1	1					
	SLE_R4	1	1	1	1			1		1		1		1					
	SLE_R5	1		1	1	1													
	SLE_R6	1	1	1	1			1		1		1		1					
	SLE_F1	1	1	1	1	1	0,75	0,75	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9				
	SLE_F2	1	1	1	1	1		0,75		0,9		0,9		0,9					
	SLE_F3	1	1	1	1		0,75	0,75	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9					

	SLE_F4	1	1	1		0,75	0,9	0,9	0,9						
	SLE_F5	1		1	1										
	SLE_F6	1	1	1		0,75	0,9	0,9	0,9						
	SLE_QP1	1	1	1	1	0,2	0,2	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8		
	SLE_QP2	1	1	1	1	0,2		0,8		0,8		0,8			
	SLE_QP3	1	1	1		0,2	0,2	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8		
	SLE_QP4	1	1	1		0,2		0,8		0,8		0,8			
	SLE_QP5	1		1	1										
	SLE_QP6	1	1	1		0,2		0,8		0,8		0,8			
2A	SLU_STR1	1,3	1,5	1,3	1,3	1,35	1,35	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5		
	SLU_STR2	1,3	1,5	1,3	1,3	1,35		1,5		1,5		1,5			
	SLU_STR3	1,3	1,5	1,3		1,35	1,35	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5		
	SLU_STR4	1,3	1,5	1,3		1,35		1,5		1,5		1,5			
	SLU_STR5	1,3		1,5	1,3	1,3									
	SLU_STR6	1,3	1,5	1,3		1,35		1,5		1,5		1,5			
3	SLU_SIS1	1	1	1	1	0,2	0,2	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	1	1
	SLU_SIS2	1	1	1	1		0,2		0,8		0,8		0,8	-1	-1
	SLU_SIS1	1	1	1	1	0,2	0,2	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	1	1
	SLU_SIS2	1	1	1	1		0,2		0,8		0,8		0,8	-1	-1