

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea Magistrale

Progettazione strutturale delle gallerie energetiche



Relatori

prof. Marco Barla
ing. Alessandra Insana
ing. Georgios Kalamaras

Candidato

Andrea Duretto

Luglio 2018

Ai miei genitori

Indice

Elenco delle figure	IX
Elenco delle tabelle	XIII
1 Introduzione	1
1.1 Obiettivi	1
1.2 Struttura della tesi	2
2 Geotermia superficiale	3
2.1 Introduzione	3
2.2 Premessa: la geotermia	3
2.3 Generalità	4
2.4 Geostrutture energetiche	9
2.4.1 Generalità	9
2.4.2 Tipologie e casi studio	11
2.4.3 Aspetti progettuali aggiuntivi	16
2.5 Gallerie energetiche	16
2.5.1 Generalità	16
2.5.2 Stato dell'arte	18
2.6 Conclusioni	26
3 Dimensionamento strutturale di un concio	27
3.1 Introduzione	27
3.2 Generalità	27
3.2.1 Metodo di scavo	27
3.2.2 Aspetti caratteristici del rivestimento in conci prefabbricati in calcestruzzo	28
3.3 Normativa di riferimento	35
3.3.1 Introduzione: il quadro normativo attualmente vigente	35
3.3.2 Principi fondamentali	35
3.3.3 Verifiche di sicurezza	36
3.3.4 Effetto delle azioni	36
3.3.5 Effetto delle resistenze	37
3.3.6 Combinazione delle azioni	38
3.3.7 Progetto di opere in sotterraneo	39
3.4 Caratteristiche dell'opera	42
3.5 Inquadramento geologico e idrogeologico	43

3.5.1	Premessa	43
3.5.2	Caratteristiche geologiche	44
3.5.3	Caratteristiche idrogeologiche	44
3.6	Caratterizzazione geotecnica	44
3.7	Vita nominale di progetto, classe d'uso e periodo di riferimento	45
3.7.1	Introduzione	45
3.7.2	Classe d'uso	46
3.7.3	Periodo di riferimento	46
3.8	Inquadramento sismico	46
3.8.1	Periodo di ritorno e stati limite	46
3.8.2	Parametri spettrali	47
3.8.3	Definizione dell'accelerazione di progetto	48
3.8.4	Coefficienti sismici	49
3.9	Valutazione della stabilità del fronte di scavo e della pressione di sostegno	50
3.9.1	Cenni teorici e metodologici	50
3.9.2	Pressione di sostegno al fronte di scavo	54
3.10	Scenari di carico di riferimento per il progetto strutturale	55
3.10.1	Introduzione	55
3.10.2	Descrizione degli scenari di carico	55
3.11	Analisi geotecniche delle condizioni di esercizio	56
3.11.1	Cenni teorici e metodologici	56
3.11.2	Costruzione del modello agli elementi finiti	58
3.11.3	Carichi applicati	60
3.11.4	Interpretazione dei risultati	62
3.11.5	Verifiche e dimensionamento	65
3.12	Analisi e verifiche strutturali in condizioni transitorie	75
3.12.1	Generalità	75
3.12.2	Scassero e prima movimentazione del concio nell'impianto di prefabbricazione	77
3.12.3	Appoggio accidentale in cantiere	81
3.12.4	Stoccaggio di un anello in fase di maturazione e trasporto	82
3.12.5	Sollevamento e montaggio del concio tramite l'erettore con sistema vacuum della TBM	86
3.12.6	Spinta della TBM in fase di avanzamento	88
3.12.7	Pressione di iniezione dell'intasamento del vuoto anulare concio-terreno	91
3.13	Aspetti progettuali aggiuntivi riguardanti il rivestimento	93
3.14	Conclusioni	94
4	Thermal Design	95
4.1	Introduzione	95
4.2	Cenni teorici e metodologici	96
4.2.1	Modalità di trasmissione del calore nel sottosuolo	96
4.2.2	Schematizzazione del problema	97
4.3	Impianto metodologico di progettazione	99
4.3.1	Premessa	99
4.3.2	Informazioni preliminari da acquisire	99
4.3.3	Costruzione del modello numerico	104
4.3.4	Efficienza del sistema	106

4.3.5	Sostenibilità ambientale	107
4.3.6	Individuazione dei potenziali fruitori e progettazione impianti	108
4.4	Conclusioni	108
5	Mechanical Design	109
5.1	Introduzione	109
5.2	Formulazione TM: cenni teorici	110
5.3	Modellazione del problema	112
5.3.1	Generalità	112
5.3.2	Geometria	113
5.3.3	Proprietà dei materiali	115
5.3.4	Condizioni iniziali e al contorno	116
5.3.5	Risoluzione del modello numerico termo-meccanico	120
5.4	Interpretazione dei risultati	121
5.4.1	Attivazione termica estiva	121
5.4.2	Attivazione termica invernale	124
5.5	Verifiche strutturali	128
5.6	Analisi parametriche	130
5.6.1	Premessa	130
5.6.2	Influenza del coefficiente di spinta a riposo k_0	130
5.6.3	Influenza del modulo di Young	133
5.7	Proposta alternativa per la modellazione del problema	135
5.8	Conclusioni	137
6	Conclusioni	139
A	Attivazione termica estiva	141
B	Attivazione termica invernale	149

Elenco delle figure

2.1	Schema di funzionamento di una pompa di calore reversibile in regime di riscaldamento (Capozza <i>et al.</i> , 2012)	6
2.2	Tipologie di GSHP più diffuse (Baietto <i>et al.</i> , 2010)	7
2.3	Esempio di fondazione energetica accoppiata con sistemi di scambio termico superficiali (Brandl, 2006)	10
2.4	Particolare di tubi scambiatori di calore fissati alla gabbia di armatura di un palo energetico di fondazione a largo diametro (Brandl, 2006)	11
2.5	Particolare di armatura di un diaframma energetico e relativo circuito di tubazioni di scambio di calore (Brandl, 2006)	12
2.6	Piastra di fondazione equipaggiata con tubi scambiatori di calore presso la stazione "Messe" U2 – Vienna (Adam e Markiewicz, 2009)	13
2.7	Armature di ripresa e porzione sommitale dei circuiti di scambio termico interni ai pali energetici (Adam e Markiewicz, 2009)	14
2.8	Schema concettuale di gallerie <i>cut & cover</i> a) e tradizionali b) equipaggiate mediante tiranti energetici (Dupray <i>et al.</i> , 2013)	15
2.9	Collettori fognari utilizzati per lo scambio termico a Vienna (Adam e Markiewicz, 2009)	15
2.10	Schema di funzionamento di una galleria energetica	17
2.11	Circuito di scambio termico installato in situ - Galleria Lainzer (Austria) (Adam e Markiewicz, 2009)	18
2.12	Visione schematica del tunnel Linchang (Zhang <i>et al.</i> , 2013)	19
2.13	Fase di getto del concio <i>Energietübbing</i> [®] (Franzius e Pralle, 2011)	20
2.14	Rivestimento prefabbricato installato - Dettaglio dei collegamenti idraulici tra i conci energetici tramite tasche di accoppiamento (Franzius e Pralle, 2011)	21
2.15	Rappresentazione schematica di un rivestimento energetico (Barla e Perino, 2014)	22
2.16	Tubazioni del circuito di scambio termico installate in corrispondenza della base della galleria (Jenbach – Austria) (Franzius e Pralle, 2011)	23
2.17	Configurazioni disponibili del concio ENERTUN - (a) Ground , (b) Air - (c) Ground&Air (Barla e Di Donna, 2017)	24
3.1	Schema concettuale di funzionamento di una EPB TBM (Chiarelli, 2015)	28
3.2	Geometria e nomenclatura del rivestimento di una galleria costituito da un insieme di anelli in conci prefabbricati (Guglielmetti <i>et al.</i> , 2007)	29
3.3	Geometria delle diverse tipologie di anello (Guglielmetti <i>et al.</i> , 2007)	30
3.4	Rappresentazione di dettaglio dei conci di chiave (<i>k-segments</i>) e di controchiave (<i>counterkey-segments</i>) (Guglielmetti <i>et al.</i> , 2007)	31

3.5	Nomenclatura accessori del concio (Guglielmetti <i>et al.</i> , 2007)	33
3.6	Tasche di centraggio coniche per il sistema vacuum (Guglielmetti <i>et al.</i> , 2007)	33
3.7	Tasca di connessione meccanica dell’erettore - sistema meccanico (Guglielmetti <i>et al.</i> , 2007)	34
3.8	Particolari geometrici del sistema di impermeabilizzazione – gap e off-set (Guglielmetti <i>et al.</i> , 2007)	34
3.9	Tracciato Metropolitana automatica Linea 1 – Torino (<i>immagine Wikipedia.it</i>)	42
3.10	Vista lato spinta e sviluppata dell’anello (AK Ingegneria Geotecnica, 2015)	43
3.11	Meccanismo di rottura costituito da un blocco e una colonna (Anagnostou e Kovári, 1996)	50
3.12	Parametri geometrici (Anagnostou e Kovári, 1996)	51
3.13	Forze agenti sul blocco (Anagnostou e Kovári, 1996)	51
3.14	Nomogrammi per il calcolo dei coefficiente adimensionali F_0, F_1, F_2, F_3 (Anagnostou e Kovári, 1996)	53
3.15	Modello agli elementi finiti RS2	60
3.16	Diagramma di interazione M-N: verifica a pressoflessione	67
3.17	Andamento delle sollecitazioni nella sezione maggiormente sollecitata a taglio	70
3.18	Andamento del rapporto $\beta_{cc}(t)$ in funzione delle diverse tipologie di cemento	76
3.19	Dettaglio della fase di rimozione del cassero all’interno di un impianto produttivo	77
3.20	Schema del sistema di movimentazione e scassero dei conci a vacuum (AK Ingegneria Geotecnica, 2015)	78
3.21	Schema di appoggio accidentale del concio (AK Ingegneria Geotecnica, 2015)	82
3.22	Esempio di stoccaggio tramite impilaggio dei conci prefabbricati in un impianto di produzione	83
3.23	Disposizioni di impilaggio dei conci: schema (a) impilaggio a regola d’arte; schema (b) impilaggio disallineato. (AK Ingegneria Geotecnica, 2015)	84
3.24	Dettaglio dei martinetti di spinta di una TBM tipo EPB	88
3.25	Schema di distribuzione delle trazioni principali nel concio a seguito dell’applicazione delle spinte di avanzamento della TBM (AK Ingegneria Geotecnica, 2015)	90
3.26	Schema delle principali aree di trazione nel concio a seguito dell’applicazione delle spinte di avanzamento della TBM (AK Ingegneria Geotecnica, 2015)	90
3.27	Schema di diffusione delle tensioni nell’elemento strutturale soggetto a un carico concentrato P (Leonhardt e Mönnig, 1978)	91
3.28	Schema di calcolo pressione di intasamento del vuoto anulare concio-terreno (AK Ingegneria Geotecnica, 2015)	92
3.29	Esempio di modello agli elementi finiti di un concio per la verifica della pressione di iniezione (AK Ingegneria Geotecnica, 2015)	93
4.1	Impianto metodologico <i>thermal design</i>	100
4.2	Particolare modello 3D del rivestimento della linea 1 della metropolitana di Torino (Barla <i>et al.</i> , 2016)	101
4.3	Nomogrammi per la determinazione della conducibilità termica (Jessberger e Jagow-Klaff, 1996)	103
4.4	Schema di funzionamento del TRT (Capozza <i>et al.</i> , 2012)	104
4.5	Particolare modello numerico termoidraulico elaborato con FEFLOW©(Barla <i>et al.</i> , 2016)	105

4.6	Nomogrammi di progetto per le condizioni invernali ed estive, che forniscono il calore scambiato in W/m^2 (Barla e Di Donna, 2017)	107
5.1	Impianto metodologico <i>mechanical design</i>	112
5.2	Rappresentazione d'insieme della geometria del problema	113
5.3	Rappresentazione di dettaglio della geometria del problema in corrispondenza dello scavo	114
5.4	Dati di monitoraggio dell'aria interna al tunnel della metropolitana di Torino - Linea 1 (Barla <i>et al.</i> , 2016)	117
5.5	Rappresentazione della posizione delle tubazioni di scambio termico nella sezione di interesse	118
5.6	Legge di temperatura utilizzata nel modello	119
5.7	Forze radiali fittizie applicate al contorno dello scavo per simulare il progressivo rilascio tensionale	120
5.8	Evoluzione delle tensioni circonferenziali (inclusa l'attivazione estiva) in corrispondenza del piedritto di sinistra nelle diverse fasi di modellazione	122
5.9	Evoluzione delle tensioni radiali (inclusa l'attivazione estiva) in corrispondenza del piedritto di sinistra nelle diverse fasi di modellazione	123
5.10	Evoluzione delle tensioni circonferenziali (inclusa l'attivazione invernale) in corrispondenza del piedritto di sinistra nelle diverse fasi di modellazione	125
5.11	Evoluzione delle tensioni radiali (inclusa l'attivazione invernale) in corrispondenza del piedritto di sinistra nelle diverse fasi di modellazione	126
5.12	Verifica di SLU per pressoflessione: fase di lungo termine + attivazione termica del rivestimento (estate e inverno)	129
5.13	Geometria del modello semplificato proposto	135
5.14	Geometria del modello semplificato proposto - posizione delle tubazioni	136
A.1	Evoluzione delle tensioni circonferenziali (inclusa l'attivazione estiva) in corrispondenza della calotta nelle diverse fasi di modellazione	142
A.2	Evoluzione delle tensioni circonferenziali (inclusa l'attivazione estiva) in corrispondenza del piedritto di destra nelle diverse fasi di modellazione	143
A.3	Evoluzione delle tensioni circonferenziali (inclusa l'attivazione estiva) in corrispondenza dell'arco rovescio nelle diverse fasi di modellazione	144
A.4	Evoluzione delle tensioni radiali (inclusa l'attivazione estiva) in corrispondenza della calotta nelle diverse fasi di modellazione	145
A.5	Evoluzione delle tensioni radiali (inclusa l'attivazione estiva) in corrispondenza del piedritto di destra nelle diverse fasi di modellazione	146
A.6	Evoluzione delle tensioni radiali (inclusa l'attivazione estiva) in corrispondenza dell'arco rovescio nelle diverse fasi di modellazione	147
B.1	Evoluzione delle tensioni circonferenziali (inclusa l'attivazione invernale) in corrispondenza della calotta nelle diverse fasi di modellazione	150
B.2	Evoluzione delle tensioni circonferenziali (inclusa l'attivazione invernale) in corrispondenza del piedritto di destra nelle diverse fasi di modellazione	151
B.3	Evoluzione delle tensioni circonferenziali (inclusa l'attivazione invernale) in corrispondenza dell'arco rovescio nelle diverse fasi di modellazione	152
B.4	Evoluzione delle tensioni radiali (inclusa l'attivazione invernale) in corrispondenza della calotta nelle diverse fasi di modellazione	153

B.5	Evoluzione delle tensioni radiali (inclusa l'attivazione invernale) in corrispondenza del piedritto di destra nelle diverse fasi di modellazione	154
B.6	Evoluzione delle tensioni circonferenziali (inclusa l'attivazione invernale) in corrispondenza dell'arco rovescio nelle diverse fasi di modellazione	155

Elenco delle tabelle

3.1	Valori di predimensionamento di lunghezza e profondità dell'anello in funzione del raggio interno della galleria (Grübl, 2012)	30
3.2	Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni	41
3.3	Coefficienti parziali da applicare ai parametri geotecnici	41
3.4	Caratteristiche geometriche rivestimento	43
3.5	Parametri geotecnici di ciascuna unità geotecnica (Barla e Barla, 2012)	45
3.6	Valori minimi della vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni	45
3.7	Valori del coefficiente d'uso C_U	46
3.8	Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato	47
3.9	Valori dei parametri spettrali al variare del periodo di ritorno di riferimento	48
3.10	Valori dei coefficienti S_T in funzione delle categorie topografiche	49
3.11	Coefficiente β_g (NTC2018)	49
3.12	Calcolo della pressione di sostegno al fronte - Sezione 2 - Unità Geotecnica 2	54
3.13	Dettaglio del modello numerico in corrispondenza dello scavo nelle diverse fasi di analisi	57
3.14	Parametri meccanici del terreno (unità geotecnica 2)	58
3.15	Parametri meccanici del rivestimento definitivo in conci prefabbricati	59
3.16	Parametri meccanici della malta di iniezione	59
3.17	Determinazione del carico di Terzaghi	61
3.18	Diagrammi di sforzo normale N , momento flettente M e taglio V nelle diverse fasi	63
3.19	Valori caratteristici di sollecitazione	64
3.20	Caratteristiche del calcestruzzo	66
3.21	Parametri meccanici CLS	66
3.22	Parametri meccanici acciaio	66
3.23	Verifica di SLU a taglio	69
3.24	Sollecitazioni caratteristiche e di calcolo della sezione maggiormente sollecitata a taglio	70
3.25	Criteri di scelta per lo stato limite di fessurazione	72
3.26	Descrizione delle condizioni ambientali	72
3.27	Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione	73
3.28	Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione	73
3.29	Calcolo delle tensioni nelle armature per la verifica di SLE di fessurazione	73
3.30	Verifica di SLE per limitazione delle tensioni	75
3.31	Caratteristiche di resistenza del calcestruzzo per le verifiche in condizioni transitorie (AK Ingegneria Geotecnica, 2015)	77

3.32	Grandezze di riferimento per l'analisi della condizione di scassero e prima movimentazione	79
3.33	Parametri geometrici dell'erettore a vacuum	79
3.34	Verifica di SLE - Fase di scassero e prima movimentazione	80
3.35	Verifica di SLU per pressoflessione - Fase di scassero e prima movimentazione	80
3.36	Verifica di SLU a taglio - Fase di scassero e prima movimentazione	80
3.37	Verifica di SLE - Fase di scassero e prima movimentazione (inclusi effetti dinamici)	81
3.38	Verifica di SLU per pressoflessione - Fase di scassero e prima movimentazione (inclusi effetti dinamici)	81
3.39	Verifica di SLU a taglio - Fase di scassero e prima movimentazione (inclusi effetti dinamici)	81
3.40	Verifica di SLE - Fase di appoggio accidentale in cantiere	82
3.41	Verifica di SLU per pressoflessione - Fase di appoggio accidentale in cantiere	82
3.42	Verifica di SLU - Fase di appoggio accidentale in cantiere	82
3.43	Sollecitazioni caratteristiche – Fase di stoccaggio e maturazione	85
3.44	Verifica di SLE a fessurazione e per limitazione delle tensioni – Fase di stoccaggio	85
3.45	Verifiche allo SLU per pressoflessione e taglio – Fase di stoccaggio	86
3.46	Verifica di SLE a fessurazione e per limitazione delle tensioni – Fase di stoccaggio (incluso trasporto)	86
3.47	Verifiche allo SLU per pressoflessione e taglio – Fase di stoccaggio (incluso trasporto)	86
3.48	Verifiche di SLE - Fase di sollevamento e montaggio tramite erettore	87
3.49	Verifiche di SLU per pressoflessione e taglio – Fase di sollevamento e montaggio tramite erettore	87
3.50	Verifiche di SLE - Fase di sollevamento e montaggio tramite erettore (inclusi effetti dinamici)	87
3.51	Verifiche di SLU per pressoflessione e taglio – Fase di sollevamento e montaggio tramite erettore (inclusi effetti dinamici)	88
5.1	Prospetto di sintesi dei parametri termici dei materiali	115
5.2	Prospetto di sintesi dei parametri meccanici dell'anello energetico	116
5.3	Variazioni di tensione circonferenziale associate all'attivazione termica estiva	124
5.4	Variazioni di tensione radiale associate all'attivazione termica estiva	124
5.5	Variazioni di tensione circonferenziale associate all'attivazione termica invernale	127
5.6	Variazioni di tensione radiale associate all'attivazione termica invernale	127
5.7	Prospetto di sintesi delle analisi parametriche: $\Delta\sigma_{\theta}$ al variare del coefficiente di spinta a riposo k_0 riferite all'attivazione estiva	131
5.8	Prospetto di sintesi delle analisi parametriche: $\Delta\sigma_r$ al variare del coefficiente di spinta a riposo k_0 riferite all'attivazione estiva	131
5.9	Prospetto di sintesi delle analisi parametriche: $\Delta\sigma_{\theta}$ al variare del coefficiente di spinta a riposo k_0 riferite all'attivazione invernale	132
5.10	Prospetto di sintesi delle analisi parametriche: $\Delta\sigma_r$ al variare del coefficiente di spinta a riposo k_0 riferite all'attivazione invernale	132
5.11	Prospetto di sintesi delle analisi parametriche: $\Delta\sigma_{\theta}$ al variare del modulo di Young E riferite all'attivazione estiva	133
5.12	Prospetto di sintesi delle analisi parametriche: $\Delta\sigma_r$ al variare del modulo di Young E riferite all'attivazione estiva	133

5.13	Prospetto di sintesi delle analisi parametriche: $\Delta\sigma_\theta$ al variare del modulo di Young E riferite all'attivazione invernale	134
5.14	Prospetto di sintesi delle analisi parametriche: $\Delta\sigma_r$ al variare del modulo di Young E riferite all'attivazione invernale	134

Ringraziamenti

Desidero ringraziare la società AK Ingegneria Geotecnica, in particolare nella persona dell'ing. Georgios Kalamaras, per il prezioso materiale fornito all'inizio del mio lavoro di tesi e per i consigli e suggerimenti forniti.

Capitolo 1

Introduzione

1.1 Obiettivi

Lo scopo del presente lavoro di tesi è definire gli elementi per la progettazione delle gallerie energetiche, ossia quell'insieme di strutture ideate con lo scopo di esercitare una funzione *energetica*, aggiuntiva rispetto alla funzione tradizionale del rivestimento definitivo di una galleria. In particolare, in questa sede si focalizza l'attenzione sull'aspetto strutturale della progettazione, facendo riferimento al caso di gallerie urbane realizzate con un rivestimento definitivo in conci prefabbricati.

Tali strutture, oltre ad assolvere lo scopo primario di garantire la stabilità dello scavo entro cui sono costruite strade, ferrovie, metropolitane e, più in generale, opere infrastrutturali che prevedono uno sviluppo al di sotto della superficie terrestre, sono ideate con la finalità di rappresentare un mezzo attraverso il quale scambiare calore con il sottosuolo, costituendo una valida alternativa ai tradizionali sistemi geotermici.

In particolare, l'idea con cui esse sono concepite prevede di utilizzare il rivestimento della galleria non solo come strumento di sostegno e stabilizzazione del sottosuolo, ma anche come scambiatore di calore, realizzando quindi una struttura avente una duplice funzione. È chiaro quindi che, dal punto di vista della progettazione, si introduce un elemento aggiuntivo rispetto alle gallerie tradizionali, in quanto bisogna garantire adeguata efficienza e sostenibilità all'impianto geotermico, inglobato, come già accennato, all'interno del rivestimento stesso.

L'obiettivo che ci si configura di raggiungere è di evidenziare gli aspetti progettuali di maggiore rilevanza per la realizzazione delle gallerie energetiche, a partire dalla valutazione dello stato dell'arte di tale tecnologia. In questo modo, sarà possibile individuare gli elementi di maggiore rilevanza da introdurre in un futuro lavoro di redazione di una specifica normativa, tenendo conto delle specificità che caratterizzano le fasi entro cui si sviluppa la progettazione di questa innovativa tipologia di gallerie, considerando non solo gli aspetti puramente energetici e meccanici, ma anche e soprattutto quelli legati all'interazione tra la progettazione meccanica (aspetti statici e geotecnici) ed energetica.

L'aspetto energetico, in particolare, rappresenta l'elemento di maggiore rilievo rispetto alla progettazione del rivestimento di gallerie tradizionali. Tipicamente, infatti, l'attenzione è rivolta unicamente a garantire la stabilità, tenendo conto degli aspetti geotecnici del sito. Questi ultimi intervengono nella progettazione sia per quanto concerne l'individuazione delle caratteristiche del materiale entro cui si realizza lo scavo, sia per quanto concerne il calcolo delle sollecitazioni e il conseguente dimensionamento del rivestimento.

L'utilizzo energetico di queste strutture costituisce, a tutti gli effetti, un elemento innovativo rispetto alle tipologie tradizionali di rivestimento e richiede quindi la presa in considerazione di azioni e variabili aggiuntive rispetto alla consuetudine.

1.2 Struttura della tesi

La struttura entro cui si sviluppa il presente lavoro è organizzata in diverse sezioni, strutturate secondo il seguente schema:

- Geotermia superficiale;
- Dimensionamento strutturale di un concio;
- Thermal design;
- Mechanical design;
- Conclusioni.

Il capitolo “Geotermia superficiale” ha come finalità di introdurre i principi che governano la geotermia superficiale, focalizzando poi l'attenzione sulla descrizione delle geostrutture energetiche, ossia quell'insieme di opere geotecniche che vengono realizzate con il duplice scopo di garantire la stabilità strutturale e permettere lo scambio di calore con il sottosuolo, ponendo infine particolare enfasi al caso specifico delle gallerie energetiche.

Nel capitolo denominato “Dimensionamento strutturale di un concio” lo scopo è di valutare lo stato dell'arte delle normative tecniche attualmente vigenti in Italia ed Europa per quanto concerne il dimensionamento e la progettazione del rivestimento di gallerie energetiche in conci prefabbricati. In particolare, ci si configura l'obiettivo di realizzare una descrizione della normativa, individuando gli elementi caratteristici che compongono la progettazione specifica delle gallerie.

Si osservi che tale sezione si sviluppa proponendo altresì un esempio di dimensionamento di un concio di rivestimento della galleria metropolitana della Linea 1 di Torino, nel tratto attualmente in costruzione tra Lingotto e Piazza Bengasi. Si prende come riferimento tale caso studio poiché il tratto di galleria metropolitana suddetto rappresenta un documentato esempio di progettazione di galleria.

Nel capitolo “Thermal design” l'obiettivo è descrivere le diverse fasi che governano il dimensionamento energetico del concio di rivestimento, in modo tale da massimizzarne l'efficienza energetica.

Nel capitolo “Mechanical design” si espongono, infine, le modalità con cui vengono portate a termine le diverse fasi del dimensionamento statico del concio di rivestimento di una galleria energetica, tenendo conto dell'influenza della temperatura nel calcolo delle sollecitazioni agenti. Si propone altresì una metodologia più speditiva per il dimensionamento strutturale delle gallerie energetiche.

Capitolo 2

Geotermia superficiale

2.1 Introduzione

L'obiettivo del presente capitolo consiste nel fornire una introduzione alle gallerie energetiche, partendo dalla definizione di geotermia superficiale e offrendo una panoramica delle diverse tipologie di geostrutture energetiche. In particolare, attraverso una revisione della letteratura scientifica, si analizza lo sviluppo di tale tecnologia, cominciando dalle prime applicazioni fino ad arrivare allo stato dell'arte attuale.

2.2 Premessa: la geotermia

In generale, il concetto di geotermia è da intendersi come quell'insieme di manifestazioni naturali riconducibili alla produzione e al rilascio di calore interno alla superficie terrestre. Infatti, l'etimologia del termine geotermia è riconducibile all'unione delle parole greche *gê* (terra) e *thermos* (calore), ovvero “calore della terra”. Tale calore rappresenta una riserva di energia che può essere sfruttata con diverse finalità, in funzione della temperatura che caratterizza il cosiddetto *serbatoio geotermico*.

Dal punto di vista terminologico, le tecnologie di sfruttamento del calore geotermico possono essere ricondotte alle seguenti categorie:

1. **Geotermia classica**, dove il serbatoio geotermico è detto ad alta entalpia poiché le temperature sono dell'ordine di 150 °C. In specifiche aree geografiche caratterizzate dalla presenza di particolari condizioni geo-vulcanologiche e tettoniche, il calore è rilasciato dal sottosuolo sotto forma di vapore acqueo e gas surriscaldati. In tali contesti, è possibile sfruttare la fonte geotermica per la produzione di energia elettrica. A livello tecnologico, si procede iniettando acqua nel sottosuolo, estraendo un flusso di vapore acqueo a velocità tali da mettere in movimento una turbina. L'energia meccanica di quest'ultima, accoppiata con un alternatore, è trasformata in energia elettrica. A tal proposito, si cita l'esempio italiano di Larderello (Pisa), dove la prima applicazione della geotermia rivolta alla produzione di energia elettrica risale al 1904.
2. **Geotermia a media entalpia**, dove le temperature del deposito geotermico sono comprese tra 90 °C e 150 °C. Anche in questo caso, lo sfruttamento della fonte di energia è tipicamente rivolto alla produzione di energia elettrica. In questo caso, la turbina

è messa in movimento trasformando in vapore liquidi aventi un punto di ebollizione inferiore a quello dell'acqua.

3. **Geotermia superficiale**, detta anche a bassa entalpia, in cui le temperature sono inferiori ai 90 °C. In questo caso, le temperature che caratterizzano il deposito geotermico non permettono la produzione di energia elettrica. Tuttavia, questa tipologia di geotermia può essere utilizzata per finalità di riscaldamento e raffreddamento degli edifici, in sostituzione dei tradizionali impianti. Il vantaggio è che tale tecnologia può essere potenzialmente realizzata in qualsiasi sito. In tale categoria, rientrano le geostrutture energetiche e, in particolare, le gallerie energetiche. L'utilizzo degli impianti geotermici a bassa entalpia, nel seguito denominati anche come impianti geotermici tradizionali, è ampiamente consolidato in tutto il mondo e discusso in modo approfondito nella letteratura scientifica (Wilhelm e Rybach, 2003; Brandl, 2006; Preene e Powrie, 2009; Auer *et al.*, 2010; Laloui e Di Donna, 2013).

2.3 Generalità

La geotermia superficiale si configura come un chiaro esempio di fonte energetica rinnovabile, poiché si basa sull'utilizzo del sottosuolo e, se presente, dell'acqua di falda come fonte di calore o di raffreddamento, in modo tale da ridurre i costi energetici legati agli impianti tradizionali di riscaldamento e raffrescamento. Rispetto a fonti energetiche rinnovabili basate sul vento, la radiazione luminosa o la stessa geotermia ad alta entalpia, che richiedono l'installazione di impianti in contesti decentralizzati rispetto ai siti in cui la domanda energetica è maggiore, la geotermia superficiale ha il non trascurabile vantaggio di poter essere sfruttata potenzialmente in qualsiasi sito. Quest'aspetto permette la costruzione di impianti geotermici in corrispondenza dei luoghi in cui si ha una notevole richiesta energetica, quali ad esempio i grandi centri urbani.

L'utilizzo della geotermia a bassa entalpia rappresenta una tecnologia di controllo della temperatura interna degli edifici sempre più provata e diffusa (Brandl, 2006; Auer *et al.*, 2010), particolarmente apprezzata in quanto consente di ottenere una sensibile crescita della sostenibilità ambientale. I metodi tradizionali di riscaldamento interno degli edifici, infatti, si basano sull'utilizzo di fonti non rinnovabili di origine fossile. L'utilizzo delle suddette risorse può avvenire in maniera diretta, attraverso l'uso di caldaie a gas, oppure in maniera indiretta, attraverso la produzione di energia elettrica da destinare al riscaldamento. Dal punto di vista del raffrescamento, invece, solitamente si utilizzano impianti di condizionamento basati sulla refrigerazione meccanica dell'aria, disperdendo il calore interno in eccesso nell'ambiente esterno, con un notevole consumo di energia elettrica.

Chiaramente, dal punto di vista ambientale, l'impatto delle tradizionali modalità di riscaldamento o raffreddamento degli ambienti interni agli edifici è notevole, giacché comporta il rilascio di un non trascurabile volume di CO₂ nell'ambiente. A tal proposito, merita menzione uno studio del 2006 condotto nel Regno Unito, il quale ha evidenziato che circa la metà del volume totale di CO₂ dispersa nell'ambiente è riconducibile all'energia consumata negli edifici (Challenge, 2006).

Per regolamentare e sollecitare una maggiore consapevolezza sull'utilizzo di forme alternative di climatizzazione per gli edifici, è stata concepita la direttiva europea 2002/91/CE, che introduce nuovi criteri concernenti la progettazione di edifici nuovi o ristrutturati, in modo tale da garantire il soddisfacimento di azioni volte al risparmio energetico, suggerendo l'utilizzo di fonti alternative a minore impatto (CE, 2002). Tali fonti sono in genere indicate

con l'acronimo LZC (*Low or Zero Carbon*), delle quali la geotermia superficiale rappresenta una sottoclasse.

La geotermia superficiale coinvolge depositi a profondità massime di 400 metri, dove, come già accennato, le temperature sono inferiori ai 90 °C. Si osservi che il calore presente nella porzione più superficiale della crosta terrestre deriva, per larga parte, dalla radiazione solare superficiale. In particolare, il flusso energetico in ingresso è di diversi ordini di grandezza superiore rispetto a quello proveniente dal centro della Terra ([Bourne-Webb e da Costa Gonçalves, 2016](#)).

Il concetto su cui si fonda tale tecnologia prevede di utilizzare il sottosuolo come una sorta di serbatoio termico, attraverso cui realizzare scambi di calore che permettono di sfruttare tale risorsa per finalità di riscaldamento e condizionamento degli edifici superficiali. In particolare, lo sviluppo delle tecnologie di geotermia a bassa entalpia è basato sul fatto che, già a profondità dell'ordine di 8-10 metri, la temperatura del sottosuolo può essere considerata sostanzialmente costante, poiché le fluttuazioni stagionali della temperatura dell'aria in superficie esercitano un'influenza del tutto trascurabile a tali profondità. Come ordine di grandezza, si può assumere che le temperature del sottosuolo, in climi temperati, siano in genere comprese tra 8 °C e 16 °C. Per esempio, a Londra, nel Regno Unito, a una profondità di circa 14 m, la temperatura media del sottosuolo assume un valore costante di 14 °C ([Nicholson et al., 2014](#)). In Italia, si può citare il caso di Torino, dove in corrispondenza del costruendo prolungamento Sud della galleria metropolitana della Linea 1 (tratta Lingotto-Bengasi) si ha una temperatura dell'acquifero, a una profondità media di circa 21.5 m, pari a 14 °C ([Barla et al., 2016](#)).

È quindi evidente che, durante la stagione invernale, il suolo è caratterizzato da una temperatura maggiore rispetto a quella dell'aria esterna e, viceversa, durante la stagione estiva la temperatura del suolo è inferiore rispetto all'ambiente esterno. Quest'aspetto può essere quindi sfruttato per il condizionamento degli ambienti interni degli edifici.

Per sfruttare il gradiente termico che si sviluppa tra il suolo e l'ambiente esterno durante i diversi cicli stagionali, è possibile fare utilizzo di diverse tipologie di impianti geotermici, una cui panoramica è stata proposta recentemente ([Preene e Powrie, 2009](#)).

I sistemi geotermici a bassa entalpia possono essere sfruttati in modo diretto per il riscaldamento o il raffreddamento, oppure si possono basare sull'uso di pompe di calore. Queste ultime sono in genere utilizzate per la climatizzazione degli edifici, mentre il riscaldamento diretto trova applicazioni per finalità diverse quali lo scioglimento di neve e ghiaccio lungo strade e ferrovie.

Dal punto di vista fisico, le pompe di calore possono essere classificate come macchine termiche che seguono i medesimi principi termodinamici che governano i frigoriferi o i sistemi di raffreddamento dell'aria, quali ad esempio i condizionatori d'aria. Il fluido che circola nei suddetti sistemi è tale da assorbire calore quando evapora, mentre lo rilascia quando ricondensa.

Tipicamente, l'obiettivo è avere un dispositivo capace, secondo il ciclo stagionale, di trasferire calore da una sorgente più fredda a una più calda e viceversa. In questo modo, il medesimo strumento può essere utilizzato sia per il riscaldamento dell'aria sia per il raffreddamento e, per questo motivo, spesso si parla di pompe di calore reversibili. In [Figura 2.1](#) si riporta una rappresentazione schematica di una pompa di calore reversibile in regime di riscaldamento, a servizio di un edificio di civile abitazione.

A livello normativo, la classificazione delle pompe di calore fa riferimento alla normativa introdotta dall'ente normatore americano per i sistemi di condizionamento ASHRAE (*American Society of Heating, Refrigerating and Air-Conditioning Engineers*), che indica le pompe

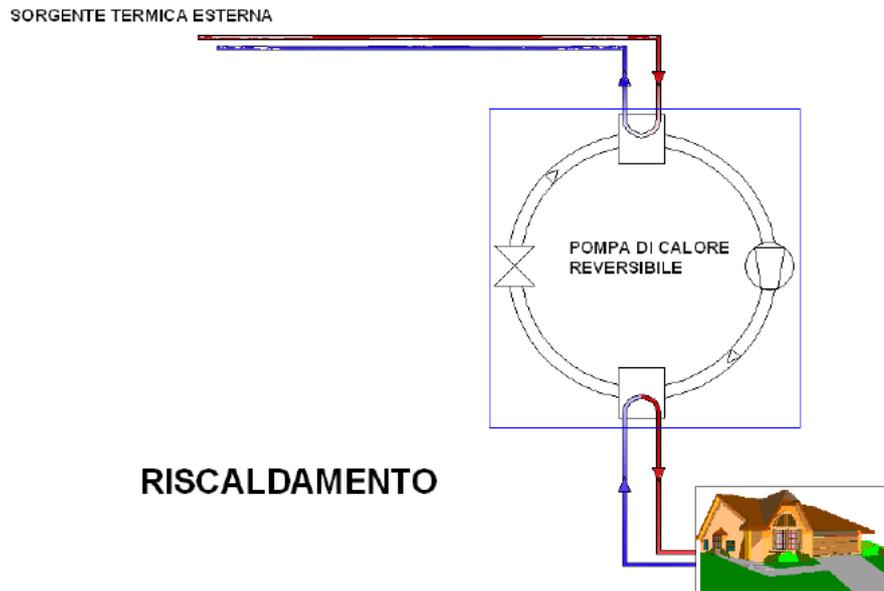


Figura 2.1. Schema di funzionamento di una pompa di calore reversibile in regime di riscaldamento (Capozza *et al.*, 2012)

di calore geotermiche con l'acronimo GSHP (*Ground Source Heat Pumps*). Le più diffuse tipologie di GSHP sono rappresentate in Figura 2.2.

Come osservato da Baietto *et al.* (2010), sulla base di quanto riportato nelle norme ASHRAE è possibile suddividere gli impianti a pompa di calore in tre diverse categorie, in funzione della tipologia di fluido termovettore:

1. GWHP (*Groundwater Heat Pumps*), dove l'acqua di falda agisce come fluido termovettore ed è rilasciata nuovamente nell'ambiente al termine del ciclo di scambio termico;
2. GCHP (*Ground-Coupled Heat Pumps*), in cui il fluido termovettore è contenuto all'interno di un circuito chiuso a contatto con il terreno;
3. SWHP (*Surface Water Heat Pumps*), analoghi ai GWHP, dove l'unica differenza è rappresentata dall'origine del fluido termovettore, che è acqua di superficie (laghi, fiumi).

È altresì molto consolidata la classificazione che tende a suddividere gli impianti a pompa di calore in due diverse categorie:

1. Impianti a pompa di calore a circuito chiuso o *closed loop* (ovvero i GCHP);
2. Impianti a pompa di calore a circuito aperto o *open loop* (ovvero i GWHP).

La principale differenza tra GCHP e GWHP consiste nel fatto che, nel primo caso, lo scambio di calore con il terreno avviene attraverso il passaggio di un fluido termovettore in un circuito chiuso, riducendo l'impatto sull'equilibrio idrogeologico del sottosuolo. Viceversa, nel caso della tecnologia a pompe di calore a circuito aperto (GWHP), lo scambio di calore

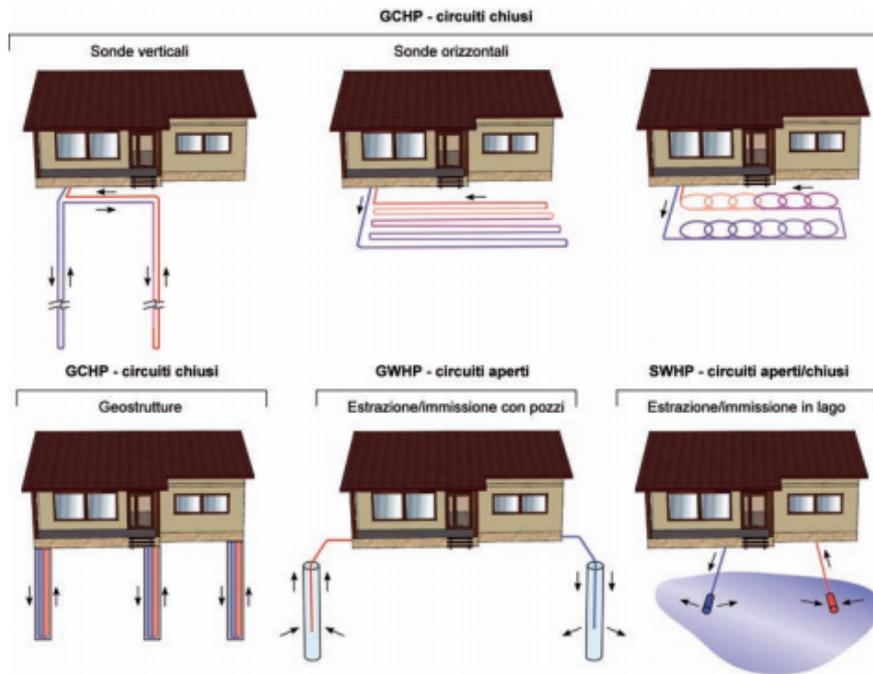


Figura 2.2. Tipologie di GSHP più diffuse (Baietto *et al.*, 2010)

con il sottosuolo avviene direttamente attraverso l'acqua di falda, utilizzando opportuni pozzi di emungimento e d'iniezione.

Generalmente, il circuito che costituisce la sonda geotermica viene installato in trincee o appositi pozzi. Le pompe di calore tipo GCHP sono costituite dall'accoppiamento tra una pompa di calore e uno scambiatore a circuito chiuso, tipicamente costituito da uno o più tubi assorbenti a U, inseriti all'interno di un foro scavato nel sottosuolo.

Si riconoscono diversi sistemi in base alle caratteristiche della sonda geotermica, ossia del sistema che permette lo scambio del calore. Le più diffuse tipologie di sistemi a circuito chiuso sono caratterizzate dalla presenza di sonde verticali, orizzontali e geostrutture. La tipologia di sonda dipende sostanzialmente dalle caratteristiche del serbatoio geotermico e dalle peculiarità idrogeologiche del sito interessato.

A livello operativo, le pompe possono essere utilizzate per il solo raffrescamento o per il solo riscaldamento, oppure per entrambe le finalità. Durante la fase di raffrescamento, il gradiente di temperatura tra l'ambiente esterno e il sottosuolo è sfruttato in modo tale da permettere la dispersione di calore. Viceversa, nella modalità di riscaldamento, tali sistemi vengono utilizzati con lo scopo di prelevare il calore dal sottosuolo, così da incrementare la temperatura negli edifici durante il periodo invernale.

Per quanto concerne le pompe di calore denominate GWHP, invece, lo scambio di calore avviene per tramite acqua di falda, rilasciata nel sottosuolo una volta terminato il ciclo. Il sistema è maggiormente efficiente rispetto al caso dei sistemi a circuito chiuso, giacché è presente un singolo tubo di materiale plastico attraverso il quale il fluido (acqua) trasporta il calore lungo il foro in cui si sviluppa il sistema geotermico. In questo caso, la fattibilità dell'opera è direttamente collegata alle caratteristiche idrogeologiche del sito, giacché deve

essere presente una falda acquifera per instaurare il ciclo di scambio termico tra la superficie e il sottosuolo.

In genere, ogni chilowatt (kW) di potenza elettrica consumata per l'esercizio di una pompa di calore permette l'estrazione di un quantitativo di potenza termica dell'ordine di 3 kW dal terreno. In commercio sono ampiamente diffuse pompe aventi la capacità di sopperire ai fabbisogni in riscaldamento/raffreddamento di abitazioni singole o piccoli edifici commerciali, dove l'ordine di grandezza delle potenze termiche e frigorifere è di 3.5 – 35 kW (Baietto *et al.*, 2010).

Il vantaggio di questi sistemi risiede nel fatto che sono caratterizzati da coefficienti di prestazione compresi tra 3 e 4, dove per coefficiente di prestazione si intende il rapporto tra l'energia estratta dalla pompa di calore e l'energia spesa per il suo funzionamento. In realtà, sovente nella letteratura specializzata tale coefficiente è indicato con l'acronimo COP, dall'inglese *Coefficient of Performance*.

Se confrontate con i sistemi convenzionali di climatizzazione ad aria, le pompe di calore offrono una riduzione dei consumi del 30 – 70% in riscaldamento e del 20 – 50% in raffreddamento (Baietto *et al.*, 2010).

Dal punto di vista progettuale, la realizzazione dei suddetti impianti si articola nell'analisi delle loro tre componenti principali, che sono le seguenti:

1. l'edificio e il suo impianto di climatizzazione;
2. la pompa di calore;
3. le peculiarità idrogeomorfologiche del serbatoio geotermico.

Tipicamente, la scelta della pompa di calore è operata sulla base delle caratteristiche dell'edificio che si vuole climatizzare, riguardo all'efficienza energetica, ma anche sulla base di vincoli normativi che, di fatto, restringono il campo delle possibili tipologie di sonde da poter installare nel terreno. In genere, le limitazioni imposte dalla normativa sono legate, in particolar modo, al mantenimento dell'equilibrio idrogeologico del sottosuolo.

È comprensibile che, nel progetto dei sistemi geotermici, un passo importante consista nell'individuazione delle caratteristiche idrogeologiche del serbatoio geotermico. In particolare, in funzione dell'importanza dell'impianto, risulta necessario programmare una adeguata attività di caratterizzazione geotecnica, avente lo scopo di individuare quantomeno i seguenti elementi:

1. temperatura nel sottosuolo;
2. livello di falda;
3. eventuali flussi sotterranei di acqua;
4. parametri termo-fisici dei materiali coinvolti, tra i quali, in particolare, la diffusività termica e la conducibilità;
5. caratteristiche di resistenza e deformabilità dei materiali, così da individuare la tecnica più adatta per la realizzazione di trincee o perforazioni in cui alloggiare le sonde geotermiche.

Per conducibilità termica λ si intende il rapporto tra il flusso di calore e il gradiente di temperatura responsabile del passaggio di calore. Tale grandezza si misura in [W/mK].

La diffusività termica α , invece, stabilisce il rapporto tra la conducibilità termica e la capacità termica. In questo modo, è possibile valutare l'attitudine di un corpo a trasmettere una variazione di temperatura. Tale parametro, dal punto di vista dimensionale, si esprime in $[m^2/s]$.

È altresì importante nella progettazione la presa in considerazione della capacità termica C , che definisce, per un generico corpo, il rapporto fra il calore Q che gli è stato fornito e l'aumento di temperatura ΔT conseguente a tale apporto di calore. Siccome C è definita come prodotto della massa unitaria m misurata in kg per il calore specifico c $[J/kgK]$, si deduce che, dal punto di vista dimensionale, tale grandezza si esprime in $[J/K]$. Si osservi che nei sistemi geotermici, tipicamente, si utilizzano liquidi termovettori quali acqua o miscele acquose, caratterizzati da un calore specifico pari a $4186 J/kgK$.

I parametri sopra esposti sono strettamente correlati alle caratteristiche del serbatoio geotermico e dipendono, in particolar modo, da porosità, umidità e densità di terreni o rocce posti nel sito di interesse.

2.4 Geostrutture energetiche

2.4.1 Generalità

Un'interessante e innovativa modalità di sfruttamento dei principi della geotermia superficiale, rispetto agli impianti tradizionali menzionati nel precedente paragrafo, riguarda le cosiddette geostrutture energetiche. Per geostrutture energetiche si intende quell'insieme di opere geotecnico-strutturali capaci di coniugare in un unico elemento la duplice finalità di stabilità strutturale e di scambio di calore con il terreno circostante (Barla *et al.*, 2016). In questo modo, è possibile fare a meno di disporre nel sottosuolo elementi specifici per il solo sfruttamento geotermico. In ragione di quest'aspetto, i costi iniziali di costruzione, rispetto a un impianto geotermico tradizionale, sono inferiori dato che non è richiesto lo scavo di trincee o pozzi in cui installare le sonde geotermiche. Inoltre, quest'applicazione rende possibile la realizzazione di impianti geotermici anche in zone altamente antropizzate dove, finora, data la limitata disponibilità di spazio, non era di fatto possibile installarli.

In tale sottoinsieme di sistemi geotermici rientrano opere geotecniche quali fondazioni superficiali o profonde, dispositivi di ancoraggio, paratie e rivestimenti di gallerie. L'utilizzo di queste particolari strutture è sempre più diffuso in Europa e nel resto del mondo (Laloui e Di Donna, 2013). Tuttavia, come osservato da Bourne-Webb *et al.* (2016), sebbene l'efficienza di tali sistemi sia stata ampiamente discussa e testata in numerose applicazioni in vera grandezza, occorre rilevare che non è ancora stato raggiunto un pieno consolidamento di tale applicazione, poiché rallentata da una serie di aspetti quali:

- scarsa conoscenza di questa applicazione tra i potenziali utilizzatori;
- costi iniziali prevedibilmente superiori rispetto a una geostruttura tradizionale;
- parziale conoscenza dei materiali e della loro risposta a carichi termici;
- limitata disponibilità di metodi di analisi e progettazione adeguatamente validati.

È opportuno porre l'accento sul fatto che le geostrutture energetiche rappresentano anch'esse una tipologia di sistema geotermico, ma, contrariamente a quanto avviene nei sistemi tradizionali, il circuito attraverso cui avviene lo scambio di calore è installato all'interno

dell'elemento strutturale stesso. Questi elementi appartengono alla categoria dei sistemi a circuito chiuso.

Le tubazioni che sono poste all'interno degli elementi strutturali formano il cosiddetto *circuito primario*, in modo tale da distinguerle dalle tubazioni interne agli edifici, costituenti il *circuito secondario*.

Il sistema di regolazione della temperatura è governato da una pompa di calore accoppiata o meno con un impianto di raffreddamento.

A titolo di esempio si riporta, in Figura 2.3, una rappresentazione schematica di una fondazione energetica per riscaldamento/raffreddamento di una casa, accoppiata con sistemi di scambio termico superficiali.

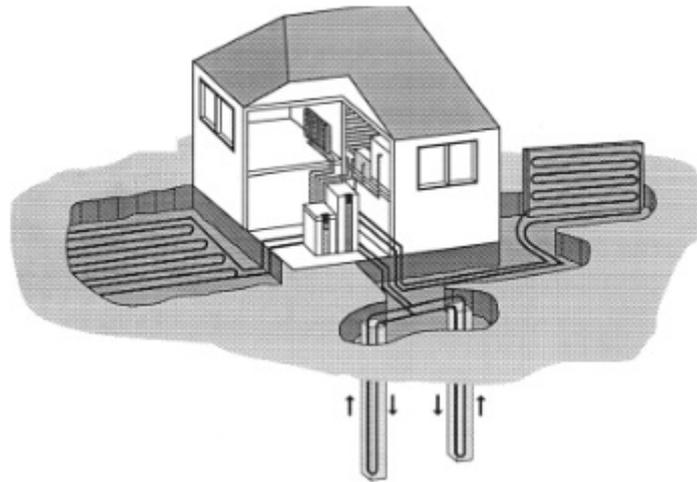


Figura 2.3. Esempio di fondazione energetica accoppiata con sistemi di scambio termico superficiali (Brandl, 2006)

Si riconoscono, similmente a quanto avviene per i sistemi geotermici tradizionali, due diverse modalità di utilizzo:

- riscaldamento o raffreddamento esclusivo;
- riscaldamento e raffreddamento, sulla base dei diversi cicli stagionali.

Nel primo caso, il flusso di energia è chiaramente monodirezionale. Nel secondo caso, invece, il flusso è bidirezionale ed è regolato dal ciclo stagionale; ciò permette, idealmente, un bilancio tra la quantità di calore estratta durante il periodo invernale e quella trasferita al deposito nella stagione estiva, di fondamentale importanza per ridurre l'impatto sull'equilibrio idrogeologico del serbatoio geotermico.

2.4.2 Tipologie e casi studio

Il successo di queste tipologie di opere è ampiamente documentato da casi studio reperibili in letteratura, che fanno riferimento a opere costruite in Austria, Germania, Regno Unito e Svizzera (Adam e Markiewicz, 2009), (Brandl, 2006). Come evidenziato da Brandl (2006), l'utilizzo di geostrutture energetiche è cominciato dagli anni '80, con primi esempi di piastre di fondazione. In seguito, l'utilizzo è stato esteso ad altri elementi geostrutturali quali pali di fondazione (1984) e paratie (1996).

La costruzione di elementi strutturali in calcestruzzo armato quali scambiatori di calore, in sostituzione dei tradizionali impianti geotermici, è particolarmente conveniente non solo dal punto di vista economico, giacché, come già accennato, consente di sintetizzare in un unico elemento esigenze strutturali ed energetiche, ma anche dal punto di vista fisico, poiché il calcestruzzo è un materiale caratterizzato da buona conducibilità termica e capacità di immagazzinamento del calore. Quest'aspetto giustifica che il calcestruzzo, a tutti gli effetti, possa essere assunto come uno scambiatore di calore (Brandl, 2006).

A livello costruttivo, l'attivazione termica degli elementi strutturali in cemento armato avviene attraverso la disposizione di un circuito di tubazioni in materiale polietilenico a elevata densità, fissati alla gabbia di armatura prima del getto di calcestruzzo. Quest'accorgimento costruttivo permette di avere all'interno dell'elemento strutturale in opera un circuito chiuso entro cui fluisce il liquido termovettore, in genere costituito da una soluzione acquosa salina o antigelo (glicole). È applicabile in qualsiasi tipologia di geostruttura, come si può osservare a titolo di esempio in Figura 2.4, Figura 2.5 e Figura 2.6.

In Figura 2.4 è riportato un esempio di palo energetico, in cui il circuito assorbente è connesso alla gabbia di armatura. Si osservi che le porzioni terminali del circuito sono protette da un tubo posto in corrispondenza della sommità del palo. Similmente a quanto avviene con i sistemi geotermici tradizionali a circuito chiuso, le tubazioni sono disposte a formare un insieme di percorsi a U (Brandl, 2006).



Figura 2.4. Particolare di tubi scambiatori di calore fissati alla gabbia di armatura di un palo energetico di fondazione a largo diametro (Brandl, 2006)



Figura 2.5. Particolare di armatura di un diaframma energetico e relativo circuito di tubazioni di scambio di calore (Brandl, 2006)

In Figura 2.5 è riportato un esempio di paratia, in cui, similmente al caso precedente, è possibile osservare la presenza del circuito di tubazioni fissate all'armatura. L'utilizzo di paratie e diaframmi è particolarmente conveniente in aree urbane, dove la disponibilità di spazio limitata e la necessità di controllare i cedimenti associati negli edifici e nelle attività vicine richiedono che le pareti di scavo siano supportate e rinforzate. In particolare, l'attivazione energetica di tali strutture risulta funzionale data la vicinanza di edifici che possono sfruttare l'energia geotermica superficiale per il condizionamento degli ambienti interni.

Infine, in Figura 2.6 si riporta una vista del circuito di scambio termico installato all'interno della piastra di fondazione della stazione "Messe" della linea metropolitana U2 presso Vienna (Adam e Markiewicz, 2009).

Per quanto concerne i pali energetici, come documentato in Brandl (2006), la tipologia più diffusa è quella di palo energetico prefabbricato, in cui il circuito di scambio termico è integrato alla gabbia di armatura. Tuttavia, dagli anni '2000, sempre più diffusi sono stati i pali gettati in opera, ottenuti fissando il circuito scambiatore alla gabbia di armatura da inserire nel foro (Brandl, 2006). Il montaggio di quest'ultima tipologia di palo energetico può avvenire direttamente in sito oppure in fabbrica, contestualmente alla realizzazione della gabbia di armatura. La fase di getto di calcestruzzo è particolarmente delicata, poiché occorre prestare attenzione all'integrità del sistema di tubazioni per non compromettere l'efficacia energetica dell'elemento una volta attivato termicamente. Generalmente si procede disponendo in corrispondenza della porzione iniziale e terminale del circuito una valvola di chiusura e un manometro. Così facendo, è possibile garantire una pressione interna alle tubazioni di circa 8 bar (Brandl, 2006), in modo tale da permettere l'esecuzione di un test di integrità del circuito ed evitare eventuali danneggiamenti dovuti al peso del calcestruzzo umido durante la fase di getto. Tale pressione è mantenuta per alcuni giorni dopo il getto. Prima del collegamento tra il circuito primario, ossia le tubazioni interne, e il circuito secondario, ossia le tubazioni che costituiscono la rete di collegamento con gli edifici, si esegue un ulteriore test di monitoraggio dell'integrità, pressurizzando nuovamente il circuito. Per garantire l'integrità



Figura 2.6. Piastra di fondazione equipaggiata con tubi scambiatori di calore presso la stazione "Messe" U2 – Vienna (Adam e Markiewicz, 2009)

del circuito, si irrigidisce altresì la gabbia di armatura, a cui è fissato l'insieme di tubazioni, saldando le armature longitudinali con le armature elicoidali. In questo modo, è possibile limitare le deformazioni che si avrebbero nel circuito a seguito della messa in opera della gabbia di armatura nel foro e del successivo getto di calcestruzzo.

Ampiamente diffusi sono anche i pali energetici prefabbricati costituiti da acciaio duttile accoppiato a scambiatori di calore. In questo caso, in sostituzione dell'acciaio tradizionale contenente grafite lamellare, si utilizza un acciaio duttile caratterizzato dalla presenza della forma allotropica della grafite sferica. Tali pali sono sostanzialmente dei tubi di cemento armato prefabbricato, di lunghezza standard di 5 m (Brandl, 2006). Una volta installati nel foro, si procede al riempimento del tubo tramite iniezione di calcestruzzo in pressione. La messa in opera del circuito geotermico avviene tramite immersione delle tubazioni all'interno del calcestruzzo fresco, prima del suo indurimento.

Siccome i diametri standard di questa tipologia di strutture sono sensibilmente inferiori rispetto a quelli dei pali prefabbricati in acciaio tradizionale e ai pali di grande diametro, il rendimento energetico è sensibilmente inferiore. Il limitato spazio, infatti, consente l'inserimento di un singolo livello di tubazioni. In aggiunta, la superficie di contatto tra la struttura e il terreno circostante è inferiore (Brandl, 2006).

Sono diffusi anche i pali energetici montati tramite tubazioni di sostegno del foro in acciaio, all'interno del quale si getta il calcestruzzo e si annegano le tubazioni di scambio energetico. In alternativa, sebbene il rendimento sia nettamente inferiore rispetto alle tipologie sopra menzionate, è possibile fare utilizzo dei pali realizzati tramite vibroflottazione.

Merita menzione, a proposito di pali energetici, l'impianto di sperimentazione del lotto

LT24 della galleria Lainzer, in Austria, primo esempio di successo di applicazione delle tradizionali tecnologie di scambio termico per fondazioni di edifici a pali di sostegno di una galleria scavata con il metodo *cut & cover* (Adam e Markiewicz, 2009).



Figura 2.7. Armature di ripresa e porzione sommitale dei circuiti di scambio termico interni ai pali energetici (Adam e Markiewicz, 2009)

L'impianto menzionato (Figura 2.7) è stato utilizzato per sperimentare in vera grandezza l'applicazione di pali energetici per il riscaldamento di un edificio scolastico nelle immediate vicinanze. È formato da 59 pali accoppiati a un circuito di scambio termico collegati a una camera di servizio. Il funzionamento dell'impianto è reso possibile dalla presenza di sei pompe di calore. A regime, dopo una fase transitoria di messa in opera dell'impianto, si è potuto constatare la possibilità di estrarre una quantità di calore pari a 193.9 MWh (Adam e Markiewicz, 2009). I citati studi hanno permesso inoltre di evidenziare che lo scambio termico è influenzato da un certo numero di aspetti quali, ad esempio, la modalità di funzionamento, ossia se il sistema lavora in riscaldamento o raffreddamento, la durata temporale della fase di riscaldamento e la configurazione del circuito della sonda geotermica.

Un'applicazione alternativa dei pali energetici e, più in generale, delle geostrutture energetiche riguarda l'utilizzo del calore estratto dal serbatoio geotermico per scongiurare la formazione di ghiaccio o favorire lo scioglimento degli accumuli di neve durante la stagione invernale. Infatti, le tradizionali metodologie basate sull'utilizzo di sali comportano il non trascurabile effetto di intaccare la durabilità dei materiali, quindi l'ideazione di una geostruttura energetica rappresenta una valida alternativa, specialmente in corrispondenza di opere d'arte quali gallerie o ponti. Come illustrato in Dupray *et al.* (2013), i pali di fondazione di ponti possono essere progettati come sistemi scambiatori di calore, in modo tale da prevenire la formazione di ghiaccio sulla pavimentazione dell'impalcato. Concettualmente, il calore accumulato durante la stagione estiva per effetto dell'irraggiamento solare è depositato nel sottosuolo, per poi essere disponibile durante la stagione invernale. L'equilibrio energetico tra stagione estiva ed invernale dipende dal quantitativo di energia dissipata, che è funzione delle proprietà del sottosuolo quali conducibilità termica, capacità termica volumetrica e permeabilità, ma anche delle condizioni idrogeologiche, in particolare dal grado di saturazione e dall'eventuale presenza di gradienti idraulici (Dupray *et al.*, 2013).

Nella letteratura scientifica sono altresì discussi esempi di tiranti di ancoraggio energetici, realizzati mediante accoppiamento con un circuito scambiatore di calore. Questi possono essere utilizzati sia in gallerie scavate mediante il metodo *cut & cover*, sia in gallerie tradizionali, come è possibile osservare in Figura 2.8.

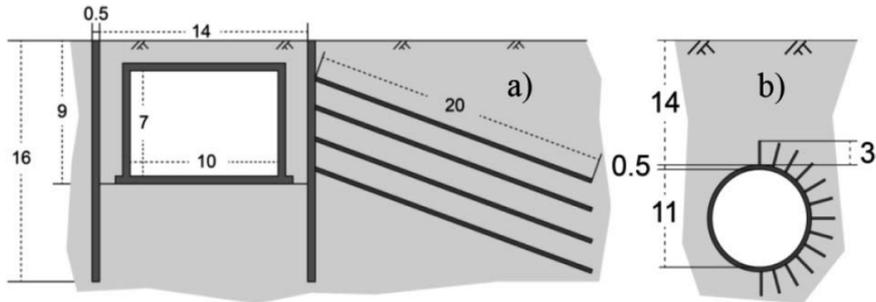


Figura 2.8. Schema concettuale di gallerie *cut & cover* a) e tradizionali b) equipaggiate mediante tiranti energetici (Dupray *et al.*, 2013)

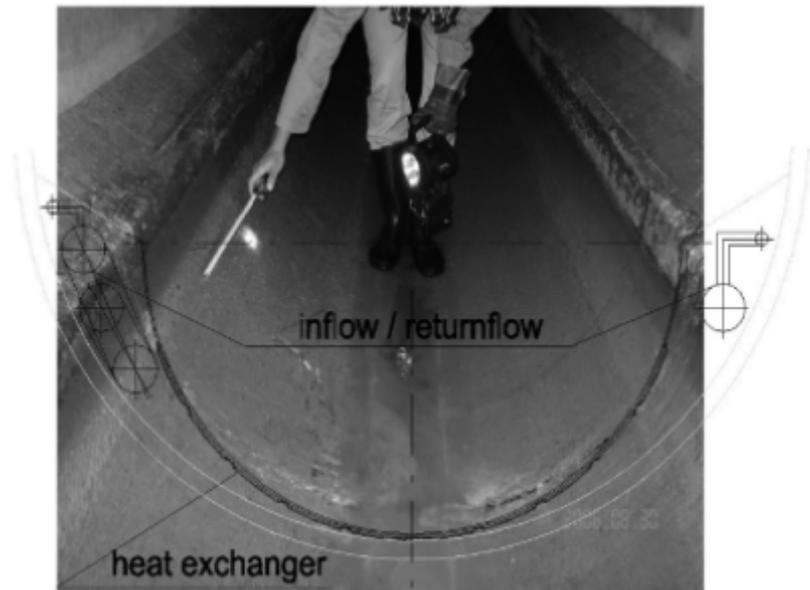


Figura 2.9. Collettori fognari utilizzati per lo scambio termico a Vienna (Adam e Markiewicz, 2009)

Un'ulteriore modalità di sfruttamento del calore geotermico mediante l'ideazione di geostrutture energetiche è stata discussa e realizzata a Vienna. In tale contesto, un ramo principale di condotta fognaria in calcestruzzo è stato progettato sotto forma di geostruttura energetica, disponendo circuiti di scambio termico sulla tubazione. Lo schema di funzionamento è riportato in Figura 2.9. In questo modo, è stato possibile sfruttare il collettore fognario a fini energetici, permettendo il raffreddamento/riscaldamento degli edifici circostanti.

2.4.3 Aspetti progettuali aggiuntivi

L'utilizzo di strutture geotecniche per finalità energetiche introduce un livello aggiuntivo nella progettazione, poiché, parallelamente al progetto strutturale, occorre affiancare un'analisi di ottimizzazione energetica, in modo tale da massimizzare il rendimento energetico a parità di costi.

Il ruolo primario delle fondazioni di un edificio, come noto, è ripartire i carichi provenienti dalla sovrastruttura, così da renderli compatibili con le caratteristiche di resistenza del terreno di fondazione. La progettazione strutturale di questi sistemi si rivolge, in particolare, alla valutazione dei cedimenti. Così facendo, è possibile controllare che questi ultimi siano limitati ai valori ammissibili da parte dell'edificio, in modo tale da non pregiudicarne la stabilità, garantendo il rispetto delle caratteristiche di resistenza dei materiali da costruzione e un adeguato margine di sicurezza nei confronti del collasso (Laloui e Di Donna, 2013).

Le considerazioni di cui sopra sono governate sostanzialmente dalle caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione. In presenza di circuiti aventi lo scopo di realizzare scambi di calore con il terreno circostante gli elementi strutturali di fondazione, occorre tenere conto di una serie di elementi aggiuntivi, che rientrano direttamente nel progetto strutturale. In particolare, supponendo di fare riferimento a un sistema geotermico avente il duplice ruolo di condizionamento e riscaldamento, la struttura sarà soggetta a delle variazioni di temperatura durante i diversi cicli stagionali, che possono provocare una variazione dello stato tensionale interno. La suddetta variazione può provocare una riduzione di tensione, ossia dare luogo a una compressione, oppure può essere responsabile di un incremento di sollecitazione in trazione. Di questi aspetti si deve tenere conto durante la fase di valutazione delle sollecitazioni, sulla base delle quali è possibile procedere al calcolo delle armature dell'elemento strutturale. Dal punto di vista della risposta del terreno, la fondazione è responsabile di una variazione dello stato di tensione, per il suo ruolo di ripartizione dei carichi provenienti dalla sovrastruttura.

La scelta tra le possibili tipologie di fondazione è governata da queste considerazioni. In aggiunta, in presenza di geostrutture energetiche, occorre tenere conto altresì dell'influenza della temperatura sulla risposta del terreno, dato che i circuiti di scambio termico presenti all'interno degli elementi strutturali sono responsabili di variazioni di temperatura nell'intorno della fondazione, che possono comportare modifiche nella risposta del terreno al carico applicato. Sulla base delle considerazioni sopra esposte, quindi, si evince che l'aspetto termico e quello meccanico sono interdipendenti.

2.5 Gallerie energetiche

2.5.1 Generalità

Negli ultimi anni, si è assistito a un crescente interesse verso un'applicazione della geotermia superficiale relativamente recente, riguardante lo sfruttamento dei rivestimenti delle gallerie a fini energetici. In realtà, è bene specificare che le tecnologie di sfruttamento del potenziale geotermico dell'acqua o dell'ammasso roccioso sono relativamente consolidate, specialmente in Svizzera (Wilhelm e Rybach, 2003) e, più in generale, nelle zone alpine. Tuttavia, in questo caso si tratta di sistemi che sfruttano il potenziale geotermico delle venute d'acqua che tipicamente interessano le gallerie alpine, con finalità di riscaldamento degli edifici nelle immediate vicinanze. Di fatto, il principio di funzionamento è del tutto riconducibile a quello dei tradizionali sistemi di scambio termico.

Viceversa, nelle gallerie energetiche, similmente a quanto avviene nel caso delle geostrutture energetiche, l'idea è sfruttare il rivestimento per sopperire al duplice ruolo strutturale e di scambio di calore con il sottosuolo circostante. In particolare, l'interesse verso tale applicazione è giustificato dal fatto che le superfici a contatto con il deposito geotermico sono nettamente superiori, come ordine di grandezza, alle tipologie di geostrutture menzionate nel precedente paragrafo. In questo modo, quindi, è lecito attendersi un incremento di rendimento energetico importante.

Una visione schematica di funzionamento di tale tipologia di geostruttura energetica è riportata in Figura 2.10, in cui si può osservare che il calore scambiato dal rivestimento della galleria con il sottosuolo circostante può essere portato in superficie a scopi di riscaldamento civile.

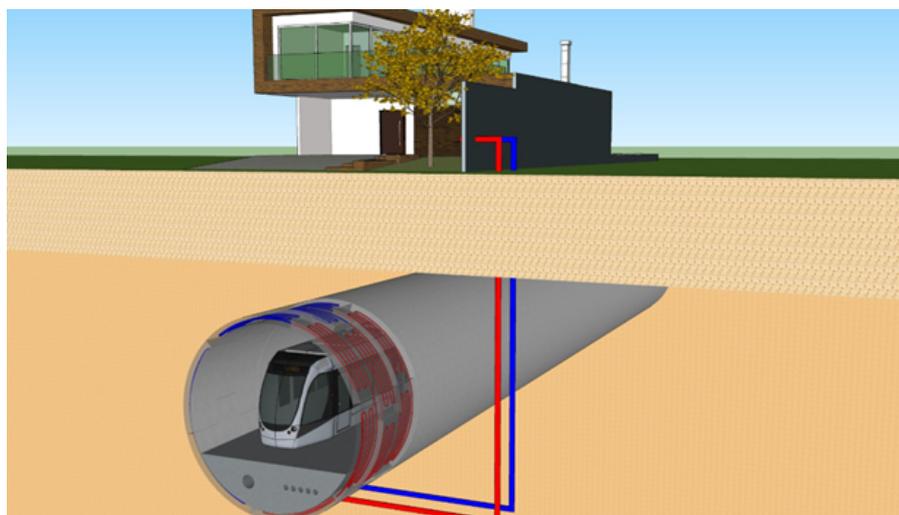


Figura 2.10. Schema di funzionamento di una galleria energetica

Occorre osservare che, in generale, quando si eseguono considerazioni legate alla temperatura e allo scambio di calore, bisogna anzitutto specificare a quale categoria di galleria si fa riferimento. Infatti, le gallerie possono essere classificate, sulla base della temperatura interna, in due diverse classi:

- **Gallerie fredde:** la temperatura interna si mantiene mediamente costante lungo tutto l'anno, intorno a valori dell'ordine di $15\text{ }^{\circ}\text{C}$. In questi casi, il passaggio di veicoli o treni non costituisce una fonte di calore aggiuntiva, poiché avviene con frequenze moderate (Barla e Di Donna, 2017);
- **Gallerie calde:** la temperatura interna è maggiore rispetto al caso precedente, raggiungendo valori superiori ai $30\text{ }^{\circ}\text{C}$. Esempi, in tal senso, sono le gallerie metropolitane interessate da una frequenza di passaggio dei convogli sostenuta, oppure le gallerie profonde alpine, dove il gradiente geotermico fa sì che nei punti a maggiore ricoprimento si raggiungano temperature dell'ordine di $30\text{-}45\text{ }^{\circ}\text{C}$.

In entrambe le tipologie di gallerie, l'attivazione energetica del rivestimento può essere considerata una valida soluzione. Infatti, nel caso di gallerie fredde è possibile accoppiare il rivestimento a una pompa di calore, così da riscaldare/raffreddare gli edifici nelle immediate

vicinanze in superficie. Nel secondo caso, la presenza di un circuito di scambio di calore interno al rivestimento può consentire, da un lato, la produzione di calore per il riscaldamento di eventuali unità abitative poste nelle vicinanze, oppure può essere utilizzato in alternativa ai tradizionali sistemi di ventilazione e raffreddamento.

2.5.2 Stato dell'arte

Un primo esempio documentato di questa innovativa applicazione in vera grandezza è relativo alla galleria Lainzer, in Austria (Adam e Markiewicz, 2009), già menzionato in precedenza con riferimento ai pali energetici del lotto LT24. Durante la costruzione della suddetta galleria è stata, infatti, eseguita una prova di attivazione termica di gallerie realizzate con scavo convenzionale, con il metodo NATM (*New Austrian Tunnelling Method*), in corrispondenza del lotto LT22.

In particolare, l'attivazione energetica è avvenuta attraverso l'installazione del circuito di scambio termico in una porzione compresa tra il rivestimento di prima fase e di seconda fase (si veda, a tal proposito Figura 2.11), previo collegamento tra tubazioni e il geo-sintetico in sede esterna. Così operando, la posa delle tubazioni può avvenire durante il processo di fabbricazione del geo-tessuto, permettendo di semplificare notevolmente la fase di installazione in sito. A tutti gli effetti, si tratta di un geo-tessuto energetico, che è stato ideato presso la Technische Universität di Vienna.

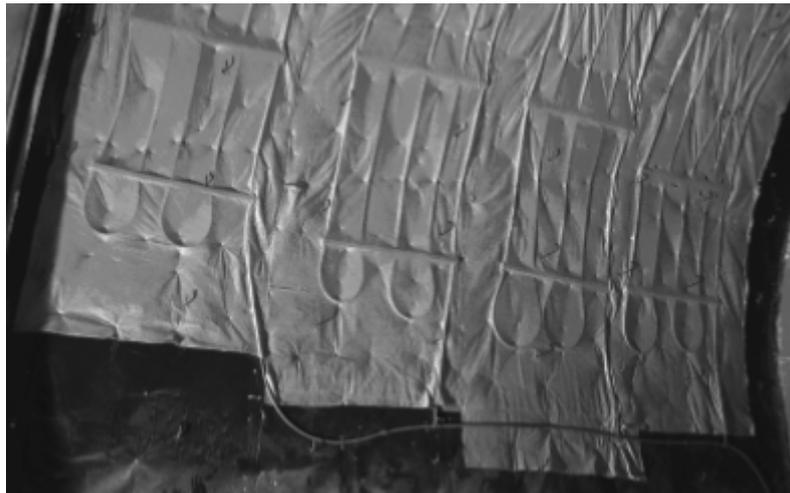


Figura 2.11. Circuito di scambio termico installato in situ - Galleria Lainzer (Austria) (Adam e Markiewicz, 2009)

Più recentemente, in Cina, sono stati realizzati alcuni studi (Zhang *et al.*, 2013) incentrati sulla realizzazione di gallerie energetiche, costruite interponendo il circuito di tubazioni di scambio termico tra il rivestimento di prima fase e quello di seconda fase. Infatti, in alcune regioni della Cina, come ad esempio in Mongolia, si hanno temperature medie durante l'anno inferiori allo zero termico. Per mantenere, quindi, la funzionalità di infrastrutture come le gallerie è necessario installare dei sistemi di riscaldamento del rivestimento e dell'acqua di drenaggio in corrispondenza dei portali. L'idea di realizzare gallerie energetiche in sostituzione delle tradizionali modalità di riscaldamento, basate sull'utilizzo di energia elettrica o

carbone, è stata spinta dalla necessità di abbattere gli elevati costi di gestione e l'impatto ambientale dovuto all'utilizzo di fonti energetiche carbon-fossili.

Un esempio di applicazione in vera grandezza è la galleria Linchang, in Cina, nella città di Yakeshi, regione autonoma della Mongolia (Zhang *et al.*, 2013), di cui si riporta una visione schematica in Figura 2.12.

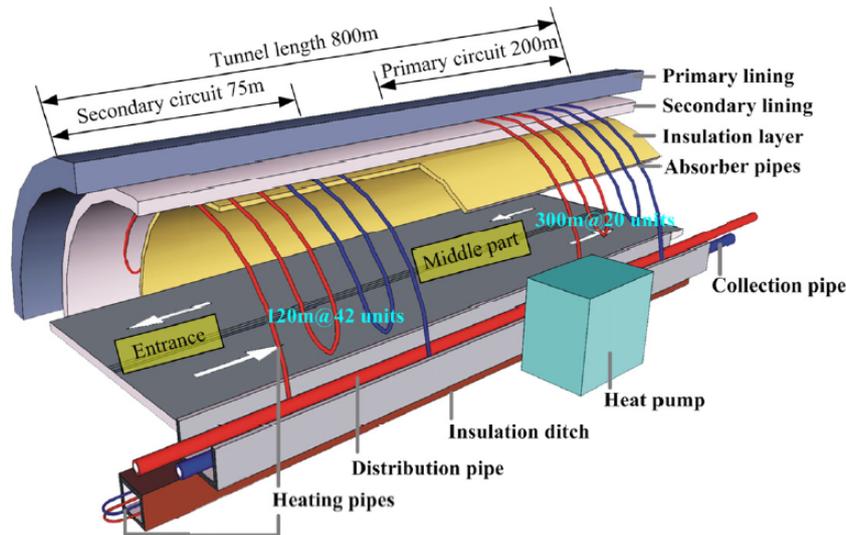


Figura 2.12. Visione schematica del tunnel Linchang (Zhang *et al.*, 2013)

In tale galleria energetica sono stati installati due circuiti primari. Il primo è posto tra il rivestimento di prima fase e il rivestimento di seconda fase. Il secondo, da non confondersi con il circuito secondario associato agli impianti geotermici a servizio degli edifici, invece, è disposto tra il rivestimento di seconda fase e uno strato di isolante, ma anche in corrispondenza di una trincea che corre parallelamente all'asse della galleria.

Per quanto riguarda le gallerie urbane, si osserva che lo scavo avviene perlopiù attraverso il ricorso a tecniche di scavo di tipo meccanizzato. Questo è dovuto al fatto che, in genere, in aree urbane lo scavo avviene a profondità relativamente limitate, in materiale di qualità scadente (ad esempio depositi alluvionali o terreno soffice). In ragione di ciò, occorre prestare attenzione agli eventuali cedimenti superficiali, che devono essere mantenuti entro limiti accettabili per non compromettere la fruibilità degli edifici in superficie. Per controllare al meglio questa problematica ambientale, si utilizzano macchine in grado di controllare gli spostamenti che possono intervenire a seguito dello scavo, spesso indicate con l'acronimo TBM (*Tunnel Boring Machine*). In particolare, in presenza di materiale avente caratteristiche meccaniche limitate, si utilizzano TBM in grado di installare il rivestimento definitivo in conci prefabbricati, sotto la protezione di uno scudo (spesso indicato con il termine inglese *shield*). I conci prefabbricati formano un anello di rivestimento, avente profondità dell'ordine di 1÷2 m. In genere, ciascun anello è formato da un insieme di 6-7 conci.

Come indicato da Franzius e Pralle (2011), l'installazione di un circuito di scambio termico all'interno dei conci prefabbricati deve tenere in considerazione i seguenti aspetti:

- l'integrità strutturale del rivestimento non deve essere influenzata in alcun modo;
- il rivestimento deve garantire adeguata impermeabilizzazione;

- il montaggio delle tubazioni di scambio termico deve essere adeguatamente integrata in sede di fabbricazione dei conci di rivestimento;
- l'installazione degli elementi di connessione idraulica tra le diverse porzioni del circuito di scambio termico non deve interferire con il processo di scavo;
- le connessioni idrauliche devono garantire adeguata durabilità nel tempo.

A tal proposito, merita menzione il concio energetico *Energietübbing*[®], ideato da Ed. Züblin AG and Rehau AG & Co. Il concio di rivestimento è prodotto nei tradizionali impianti di prefabbricazione, con l'unica differenza che, preliminarmente al getto di calcestruzzo, si procede all'installazione del circuito di scambio termico, fissato alla gabbia di armatura, come illustrato in Figura 2.13.



Figura 2.13. Fase di getto del concio *Energietübbing*[®] (Franzius e Pralle, 2011)

Nel dettaglio, le tubazioni sono costituite di polietilene reticolato, con diametro 20 mm, e si sviluppano lungo percorsi a U di lunghezze variabili e comprese tra i 20 e i 30 m (Franzius e Pralle, 2011).

Si osservi che il polietilene reticolato (PE-Xa) è un materiale polimerico formato da catene di idrogeno e atomi di carbonio, caratterizzato da un processo di reticolazione che fa sì che si creino legami tra atomi di carbonio vicini. Le tubazioni sono di norma costituite di tre strati:

- strato interno, composto di polietilene a elevata densità;
- strato intermedio, realizzato in materiale polimerico;
- strato esterno, formato da una barriera di etilene vinil alcool (EVOH), così da limitare la permeabilità dell'ossigeno.

I tubi devono essere testati in modo tale da garantire adeguata durabilità, resistenza alla corrosione e nei confronti di temperature e pressioni elevate. Similmente a quanto avviene

negli impianti geotermici tradizionali e nelle geostrutture, il liquido termovettore è formato da una soluzione acquosa contenente glicole propilenico, garantendo resistenza a congelamento fino a temperature di -20°C .

Ciascun concio è provvisto di tasche di accoppiamento attraverso le quali è possibile realizzare, una volta montati, i collegamenti idraulici tra i circuiti interni ai conci costituenti il medesimo anello, come si può osservare in Figura 2.14. Tali componenti del circuito devono essere adeguatamente testate attraverso prove di pressione del liquido termovettore, in modo tale da garantire la tenuta idraulica (Nicholson *et al.*, 2014).



Figura 2.14. Rivestimento prefabbricato installato - Dettaglio dei collegamenti idraulici tra i conci energetici tramite tasche di accoppiamento (Franzius e Pralle, 2011)

Le reti di tubi che si sviluppano lungo i singoli anelli di rivestimento possono essere collegate, in parallelo, a formare un circuito di due o più anelli. Per esempio, nel progetto Crossrail a Londra, ogni circuito è ottenuto dall'unione delle reti di tubi interne a cinque diversi conci energetici (Nicholson *et al.*, 2014). Questi ultimi sono poi connessi alle condotte principali di andata e ritorno, direttamente collegate alla pompa di calore. Per ragioni idrauliche, il numero di connessioni alla condotta principale deve essere limitato quanto più possibile, in modo tale da minimizzare le perdite di carico. Una rappresentazione schematica della rete di tubi e delle condotte principali è riportata in Figura 2.15.

Spesso, si inseriscono delle valvole di controllo per isolare i circuiti del singolo anello di rivestimento, così da permette di isolare tali porzioni dal resto del circuito in caso di eventuali danneggiamenti delle tubazioni, oltre che consentire lo sfiato delle tubazioni (Nicholson *et al.*, 2014).

Lo sfiato del circuito è di fondamentale importanza, poiché l'aria in eccesso può essere responsabile di una riduzione della portata di liquido termovettore, con conseguente decadimento della quantità di calore scambiabile dall'intero sistema, direttamente proporzionale a tale grandezza.

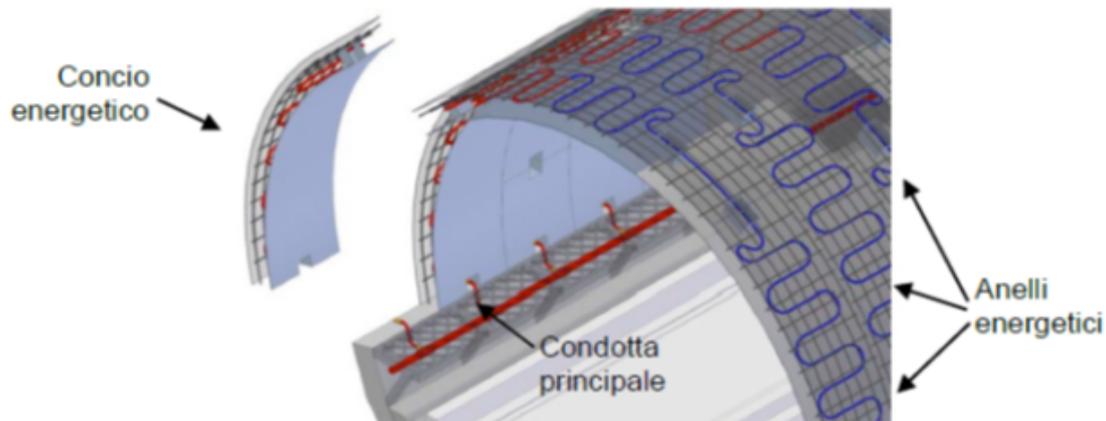


Figura 2.15. Rappresentazione schematica di un rivestimento energetico (Barla e Perino, 2014)

Il primo esempio di applicazione in vera grandezza di conci energetici prefabbricati, installati attraverso l'utilizzo di una TBM, si è avuto in Germania, in una galleria ferroviaria ad alta velocità (Franzius e Pralle, 2011). In questo caso, sono stati installati cinque conci energetici per la realizzazione di un campo prova temporaneo. La conducibilità termica del terreno circostante è stata ricavata attraverso l'esecuzione di test di risposta termica (TRT), che può essere considerata la procedura standard di determinazione di parametri termici in sito, ampiamente utilizzata anche nel caso di altre geostrutture quali, ad esempio, i pali energetici.

Sulla base dei riscontri ottenuti dal campo prova suddetto, in seguito, è stata realizzata una porzione di tunnel energetico in conci prefabbricati, in corrispondenza di una costruenda galleria ferroviaria per l'alta velocità in Austria, per una lunghezza di 54 m. Questo caso studio è stato documentato da Franzius e Pralle (2011).

I conci energetici sono stati installati nel novembre 2008, attraverso l'utilizzo di una TBM. L'accoppiamento idraulico tra i singoli conci è stato realizzato dal back-up della macchina.

Il sistema geotermico è stato poi completato tramite connessione delle tubazioni interne al rivestimento con tubazioni installate in corrispondenza della porzione inferiore del tunnel, come si può evincere in Figura 2.16, collegate, attraverso un pozzo, a un edificio municipale nelle vicinanze (Jenbach – Tirolo). Tale sistema di approvvigionamento energetico è attivo dal 2012.

È necessario osservare che le gallerie energetiche possono essere concepite non solo con il fine di sfruttamento energetico del calore proveniente dall'esterno della galleria, ma anche per sostituire o integrare i tradizionali sistemi di ventilazione interna. Ciò è possibile progettando un rivestimento tale da permettere l'estrazione di calore anche dall'interno della galleria. Si tratta di una applicazione di notevole interesse, che consente di fornire una valida alternativa alle modalità tradizionali di estrazione del calore dall'interno della galleria. Infatti, tipicamente questo problema è risolto tramite la realizzazione di pozzi di ventilazione forzata della galleria lungo il tracciato, accoppiati o meno con impianti di condizionamento. Tali impianti sono responsabili di una spesa non trascurabile, sia per quanto concerne la fase costruttiva, sia per quanto concerne i costi in servizio.

Recenti studi (Nicholson *et al.*, 2014) hanno evidenziato la possibilità di estrarre il calore in



Figura 2.16. Tubazioni del circuito di scambio termico installate in corrispondenza della base della galleria (Jenbach – Austria) (Franzius e Pralle, 2011)

eccesso dall'interno delle gallerie, in modo tale da consentire la regolazione della temperatura interna delle gallerie entro valori accettabili. Infatti, in esercizio, la temperatura non deve superare i 32 °C (Barla e Di Donna, 2017).

Negli ultimi anni, presso il Politecnico di Torino, è stato sviluppato un concio energetico innovativo, denominato ENERTUN, capace di assicurare una migliore efficienza dal punto di vista energetico, in termini di miglioramento delle capacità di scambio termico e riduzione delle perdite di carico (Barla e Di Donna, 2016). Il risultato di questa ricerca è stato condotto nel quadro più ampio di uno studio di fattibilità co-finanziato dalla Regione Piemonte, avente l'obiettivo di pervenire all'attivazione termica del rivestimento della galleria metropolitana del prolungamento Sud della Linea 1 di Torino (tratta Lingotto-Bengasi).

I miglioramenti sopra elencati sono stati raggiunti grazie all'ottimizzazione del circuito di tubazioni di scambio termico, tramite disposizione delle porzioni più lunghe in direzione perpendicolare all'asse della galleria. In questo modo, i tratti lineari delle sonde geotermiche sono diretti lungo la direzione principale di sviluppo dell'anello di rivestimento.

Il concio ENERTUN è disponibile in tre diverse configurazioni, riportate in Figura 2.17, sulla base del tracciato delle sonde geotermiche:

- *Ground*, ideata per massimizzare lo scambio di calore con il terreno circostante, in cui la rete di tubi è posta in corrispondenza dell'estradosso del rivestimento;
- *Air*, ideata per massimizzare lo scambio termico con l'aria interna alla galleria, dove il circuito è disposto presso l'intradosso del rivestimento;
- *Ground&Air*, in cui sono presenti entrambi i circuiti sopra menzionati, per i casi in cui si vuole realizzare lo scambio termico sia con il terreno che con l'aria interna al tunnel.

L'attivazione energetica delle gallerie è conveniente, dal punto di vista economico, rispetto ai sistemi geotermici tradizionali a circuito chiuso, ma rappresenta una soluzione più costosa rispetto ai sistemi a circuito aperto. Tuttavia, occorre osservare che le gallerie energetiche appartengono alla categoria dei sistemi a circuito chiuso, pertanto, il maggiore costo può essere giustificato dal minore impatto ambientale, giacché non vi è un'influenza diretta sulle

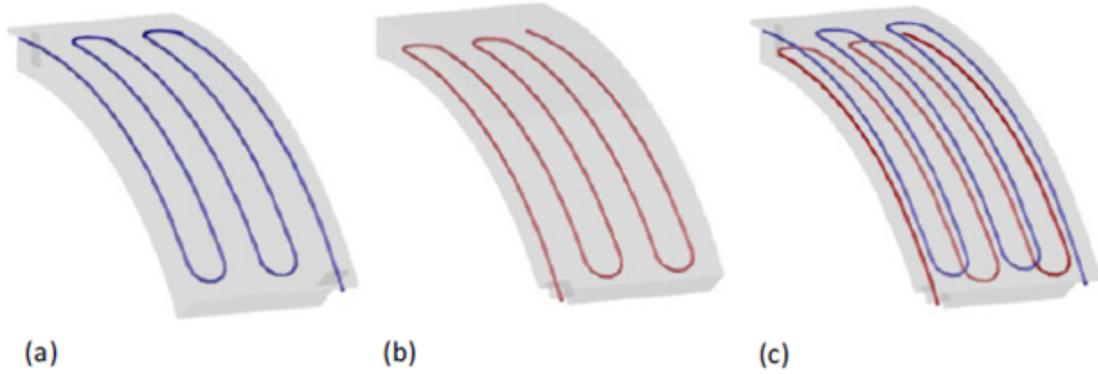


Figura 2.17. Configurazioni disponibili del conco ENERTUN - (a) Ground , (b) Air - (c) Ground&Air (Barla e Di Donna, 2017)

acque di falda sotterranee come avviene invece nei sistemi a circuito aperto (Barla *et al.*, 2016).

Si osservi che il dimensionamento delle componenti dell'impianto dipende dalla temperatura relativa del fluido termovettore rispetto a quella del suolo indisturbato, in base alla quale viene fissata la portata nel circuito (Barla *et al.*, 2016).

In particolare, per ottimizzare la soluzione è opportuno rispettare precisi rapporti tra la temperatura del liquido termovettore in uscita, nel seguito indicata come T_{wo} , e la temperatura del suolo indisturbato, nel seguito indicata come T_g . Secondo le indicazioni reperibili in letteratura (Capozza *et al.*, 2012), occorre rispettare i seguenti limiti:

$$|T_{wo} - T_g| = 6 \div 11^\circ C \text{ in regime di riscaldamento}$$

$$|T_{wo} - T_g| = 11 \div 17^\circ C \text{ in regime di raffreddamento}$$

Occorre altresì verificare che il flusso interno al circuito avvenga in regime turbolento, minimizzando le perdite di carico. Questi aspetti possono essere controllati imponendo che la differenza di temperatura del fluido in uscita T_{wo} e in entrata T_{wi} sia:

$$|T_{wo} - T_{wi}| = 3 \div 5^\circ C$$

Sulla base delle suddette indicazioni progettuali, è possibile procedere al dimensionamento dell'impianto, inclusa la scelta della pompa di calore.

Secondo quanto riportato da Barla e Di Donna (2017), l'ottimizzazione energetica del conco di rivestimento può essere condotta tramite modellazione numerica. In particolare, nell'ambito del già citato progetto ENERTUN si è operata una simulazione del processo di scambio termico tra il rivestimento della galleria e il suolo circostante (utilizzando la tipologia di conchi *Ground&Air*). In questo modo, è stato possibile fornire una stima della quantità di calore potenzialmente reperibile dal deposito geotermico.

Occorre altresì osservare che il calore scambiabile dipende dalle condizioni in sito e dal rendimento energetico del sistema geotermico.

Il calore scambiato può essere valutato ricorrendo alla seguente formulazione matematica:

$$Q = mc_w |T_{wo} - T_{wi}| \quad (2.1)$$

dove:

- Q è il calore estratto, espresso in W;
- m è la portata massica, espressa in kg/s;
- c_w è il calore specifico del liquido termovettore;

L'individuazione della quantità di calore effettivamente scambiabile a seguito dell'attivazione energetica del cono di rivestimento rappresenta uno degli aspetti di maggiore rilievo nell'ambito della progettazione dei conchi di rivestimento. Tuttavia, parallelamente a tale analisi, occorre tenere in considerazione gli aspetti meccanici, come già accennato in sede di descrizione delle geostrutture energetiche al precedente paragrafo. Il rivestimento deve garantire adeguata durabilità nel tempo (in genere, per le gallerie metropolitane, si assume una vita utile pari a 120 anni). Per garantirla, si deve identificare l'effetto della variazione ciclica di temperatura all'interno del rivestimento. Dalla Tecnica delle Costruzioni è, infatti, noto che l'applicazione di una variazione termica a un qualsiasi elemento strutturale può essere responsabile di una variazione dello stato tensionale. Nello specifico, nel caso delle gallerie energetiche e, più in generale, delle geostrutture energetiche, la temperatura varia secondo uno schema ciclico, secondo la stagione e la modalità di funzionamento del sistema geotermico (raffreddamento/riscaldamento). Le variazioni termiche influenzano il comportamento in esercizio della struttura e, quindi, occorre tenerne conto in sede di progettazione strutturale, in modo tale da garantire i necessari requisiti di integrità e durabilità.

Gli aspetti sopra esposti possono essere analizzati in sede progettuale facendo ricorso al supporto fornito dalle moderne tecniche di modellazione numerica. In particolare, per quanto concerne l'aspetto energetico, ossia per la valutazione del calore scambiabile, si può fare riferimento a tecniche di modellazione numerica termo-idraulica (spesso indicate secondo l'acronimo derivato dall'inglese TH – *Thermo-Hydraulic*). Il problema strutturale può essere invece risolto tramite modellazione numerica termo-meccanica (indicata nel seguito con l'acronimo TM – *Thermo-Mechanical*).

In realtà, sono disponibili anche codici che permettono la risoluzione del problema accoppiato, secondo modellazione termo-idro-meccanica (THM – *Thermo-Hydro-Mechanical*). Un esempio reperibile in letteratura di modellazione THM, per la progettazione delle gallerie energetiche, è quello riguardante il progetto Crossrail a Londra, in cui è stato utilizzato un modello bidimensionale agli elementi finiti (Nicholson *et al.*, 2014).

In realtà, allo stato dell'arte, l'approccio THM al problema risulta essere poco conveniente, in quanto l'onere computazionale associato alla costruzione di un modello più complesso non si traduce in un affinamento nella precisione del risultato che si ottiene (Barla e Di Donna, 2017).

In conclusione, è lecito porre l'accento sulla potenzialità delle gallerie energetiche che, sebbene rappresentino un esempio di geostruttura energetica non ancora pienamente consolidata, costituiscono un'applicazione di crescente interesse e rilevanza. Considerata la natura lineare di questa fonte energetica rinnovabile, tale tipologia di geostruttura risulta essere particolarmente conveniente per rispondere alle esigenze di riscaldamento e raffreddamento interno degli edifici di zone altamente antropizzate (Barla *et al.*, 2016).

2.6 Conclusioni

Nel presente Capitolo si è operata una revisione della letteratura scientifica e tecnica specializzata sulle gallerie energetiche. Si è potuto comprendere che le gallerie energetiche possono essere classificate come un sottogruppo delle geostrutture energetiche, ovvero quelle tipologie di elementi strutturali tali da assolvere alla duplice funzione di scambiatore di calore e di integrità strutturale. Nel dettaglio, all'interno di tale categoria rientrano strutture quali i pali energetici, i diaframmi energetici e le fondazioni energetiche. Tuttavia, è stato possibile rilevare la presenza in opera di geostrutture pionieristiche quali, ad esempio, la fognatura di Vienna, dove i circuiti di scambio termico sono stati inglobati all'interno dei collettori fognati in calcestruzzo (Adam e Markiewicz, 2009). Dal punto di vista tecnologico, tali strutture appartengono alla categoria di sfruttamento geotermico detto a bassa entalpia o superficiale, che sfruttano il calore del serbatoio geotermico superficiale, caratterizzato da temperature inferiori ai 90°C.

In particolare, si è potuto osservare che le gallerie energetiche rappresentano una tipologia di sfruttamento del calore geotermico di introduzione relativamente recente, di cui tuttavia sono già documentati esempi di applicazione in vera grandezza (Adam e Markiewicz (2009); Franzius e Pralle (2011); Zhang *et al.* (2013); Nicholson *et al.* (2014)).

Merita sottolineare il fatto che, in questa sede, le gallerie energetiche sono intese come cavità caratterizzate dalla presenza di un rivestimento energetico, ossia in cui il circuito di scambio termico è inglobato all'interno del rivestimento, che può essere gettato in opera oppure prefabbricato.

L'analisi della letteratura ha permesso altresì di evidenziare gli aspetti più salienti che caratterizzano il dimensionamento e l'ottimizzazione di questi elementi.

In primis, è necessario svolgere un supplemento di indagine volto alla determinazione delle caratteristiche idrogeologiche del terreno, che possono influenzare i processi di scambio termico. Tale fase rappresenta il primo passo nella procedura di ottimizzazione del sistema, che include la progettazione del circuito di scambio termico e degli impianti.

In secondo luogo, si deve integrare il progetto strutturale tenendo conto altresì dell'effetto delle variazioni termiche indotte dagli scambi di calore. Questa fase ha come obiettivo di dimostrare la conservazione dell'integrità dell'elemento strutturale.

Questi aspetti verranno trattati nei Capitoli che seguono, previa una introduzione sul progetto strutturale di un concio in calcestruzzo armato prefabbricato di una galleria convenzionale, ossia priva di qualsiasi sistema di scambio termico con il terreno circostante o l'aria interna alla galleria. Si osservi che le considerazioni che seguono sono riferite alla tipologia di concio energetico denominato ENERTUN, frutto di un lavoro di ricerca sviluppato presso il Politecnico di Torino, la cui peculiarità consiste nel fatto che i circuiti di scambio termico sono disposti secondo uno sviluppo perpendicolare all'asse della galleria, garantendo in tal modo un incremento del quantitativo di calore scambiabile da parte del rivestimento energetico (Barla e Di Donna (2016); Barla e Di Donna (2017)).

Capitolo 3

Dimensionamento strutturale di un concio

3.1 Introduzione

In questa sede, l'obiettivo è fornire le indicazioni progettuali necessarie per la costruzione di un concio prefabbricato di rivestimento per una galleria ordinaria, realizzata con tecnica di scavo meccanizzato. Si procede descrivendo brevemente la metodologia di scavo della galleria cui si fa riferimento, focalizzandosi in seguito sugli aspetti peculiari che caratterizzano il rivestimento. In particolare, per esprimere in modo più chiaro le diverse fasi di progettazione, si sviluppa l'analisi facendo riferimento al caso specifico della galleria urbana della metropolitana automatica di Torino (Linea 1), in corrispondenza del costruendo prolungamento Sud Lingotto-Bengasi.

3.2 Generalità

3.2.1 Metodo di scavo

La suddetta tratta di galleria è realizzata con l'utilizzo di una *Tunnel Boring Machine* (TBM) di tipo EPB (*Earth Pressure Balance*), ovvero una fresa scudata con sostegno attivo del fronte di scavo. Come si può osservare nello schema riportato in Figura 3.1, la stabilità al fronte è garantita attraverso la pressurizzazione del materiale scavato, confinato all'interno della cosiddetta *bulk chamber*. Si osservi che tale pressione deve essere opportunamente regolata durante le operazioni di scavo, così da controbilanciare la spinta geostatica e la spinta esercitata dalla pressione interstiziale dell'acqua, in caso di scavo sottofalda. Il trasportatore a coclea (*screw conveyor*) è l'organo che consente la regolazione della pressione al fronte e altresì l'allontanamento del materiale scavato.

Lo scavo tramite l'utilizzo di TBM è una tecnologia largamente diffusa e ampiamente consolidata nella costruzione delle gallerie e prevede l'installazione di un rivestimento costituito da conci in calcestruzzo armato prefabbricati. La TBM può essere immaginata come una sorta di industria in movimento lungo l'asse della galleria al procedere dello scavo, in grado di gestire in modo coordinato le fasi di fresatura, di rimozione e allontanamento dal fronte di scavo del materiale di risulta, definito tipicamente con il termine marino, il trasporto dei conci prefabbricati al sito di installazione e la messa in opera di questi ultimi. L'avanzamento è

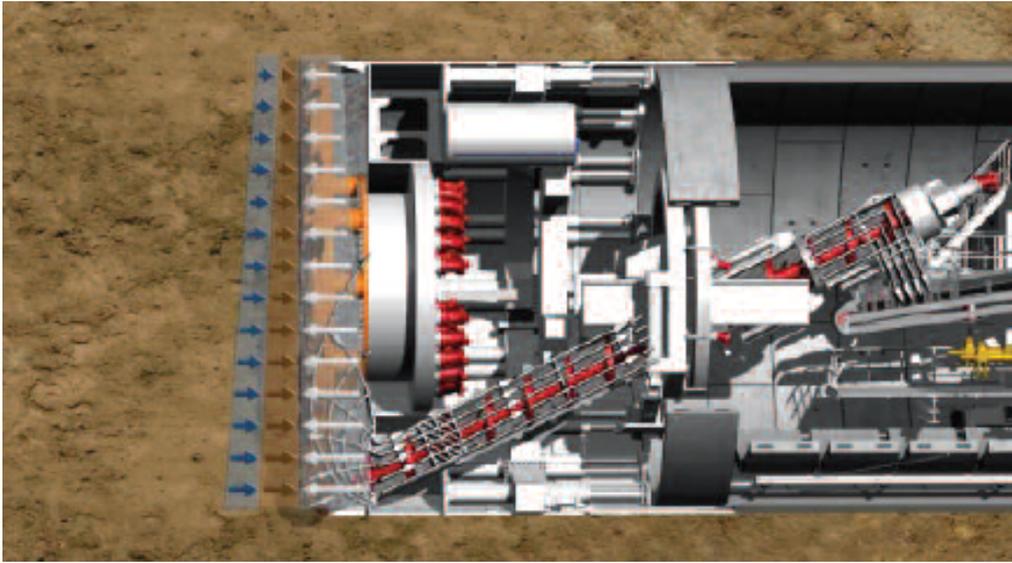


Figura 3.1. Schema concettuale di funzionamento di una EPB TBM (Chiarelli, 2015)

garantito da un set di martinetti cui si oppone il rivestimento in conci prefabbricati precedentemente installato, agendo come contrasto. Tale tecnologia costruttiva consente di garantire un supporto continuo dello scavo per mezzo dello scudo (*shield*), così da evitare l'insorgenza di spostamenti e cedimenti superficiali. Ciò, ovviamente, rappresenta un elemento di decisiva importanza per quanto concerne lo scavo in aree urbane, giacché occorre preservare l'integrità degli edifici che si trovano nelle immediate vicinanze del cantiere, evitando cedimenti differenziali in superficie. Aspetto altresì importante è rappresentato dalla capacità di prevenire venute idriche all'interno del cavo, attraverso l'installazione di un rivestimento in grado di offrire adeguata impermeabilizzazione. Dal punto di vista delle condizioni di lavoro, lo scavo condotto tramite l'ausilio di una TBM comporta un incremento della qualità e della sicurezza per le maestranze coinvolte nel processo di costruzione, in quanto non vi è un contatto diretto con il materiale scavato come avviene, invece, nelle tecnologie di scavo tradizionale.

3.2.2 Aspetti caratteristici del rivestimento in conci prefabbricati in calcestruzzo

Il rivestimento è costituito, come già accennato in precedenza, da un sistema di conci prefabbricati in calcestruzzo armato che, una volta assemblati insieme, consentono di ottenere un anello (*segmental ring*). È opportuno, in aggiunta, rilevare che, allo stato dell'arte vi è una tendenza verso l'uso di conci rinforzati con fibre in acciaio (*Fibre Reinforced Concrete – FRC*), miscelate all'interno del calcestruzzo fluido prima del getto, tali da sostituire, in tutto o in parte, la gabbia di armatura tradizionale (Bakhshi *et al.*, 2017). In genere, si adottano soluzioni di tipo misto, ossia calcestruzzo fibro-rinforzato insieme ad armature, per garantire l'integrità di zone critiche, quali ad esempio gli spigoli, difficili da preservare in caso di urti attraverso l'utilizzo di sole armature.

La successione degli anelli costituisce il rivestimento definitivo del cavo (Figura 3.2).

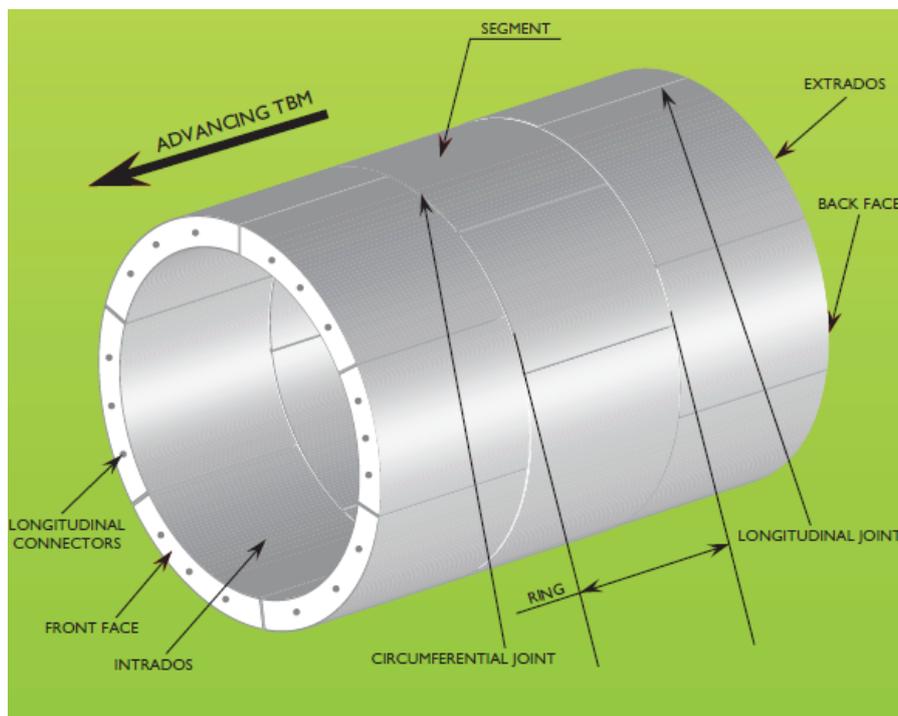


Figura 3.2. Geometria e nomenclatura del rivestimento di una galleria costituito da un insieme di anelli in conci prefabbricati (Guglielmetti *et al.*, 2007)

Dal punto di vista geometrico, gli anelli sono cilindri con superfici che possono essere parallele o meno. In termini generali, si riconoscono le seguenti tipologie:

- Anello diritto (superfici parallele);
- Anello conico trapezoidale (superfici non parallele);
- Anello conico universale (superfici non parallele).

In termini funzionali, la geometria dell'anello non esercita alcuna influenza sulle prestazioni in opera del rivestimento. Tale distinzione è indicativa soltanto per quanto concerne la fase di montaggio, poiché la soluzione ad anello diritto, ma anche quella ad anello conico trapezoidale, è notevolmente meno versatile rispetto all'anello universale. Il motivo di questa differenza risiede nel fatto che l'anello universale consente di eseguire l'installazione del rivestimento in modo indistinto sia lungo percorsi lineari, sia lungo percorsi curvilinei, permettendo altresì l'adattamento a qualsiasi deviazione realizzata dalla TBM durante l'avanzamento. L'anello diritto, per contro, può essere utilizzato soltanto per l'installazione del rivestimento in tratti lineari, mentre la tipologia conica trapezoidale permette di seguire soltanto curvature e deviazioni predefinite, mentre l'adattabilità a variazioni accidentali del tracciato è di gran lunga inferiore (Guglielmetti *et al.*, 2007).

Per questo motivo, gli anelli universali (*universal ring*) sono, attualmente, la tipologia maggiormente diffusa in questa tecnologia di costruzione delle gallerie. La peculiarità di questa classe di anello è rappresentata, dal punto di vista geometrico, dalla conicità, ovvero

la differenza tra la lunghezza massima L_{\max} e la lunghezza minima L_{\min} . In altri termini, si tratta di anelli costituiti da conci a spessore variabile (Figura 3.3).

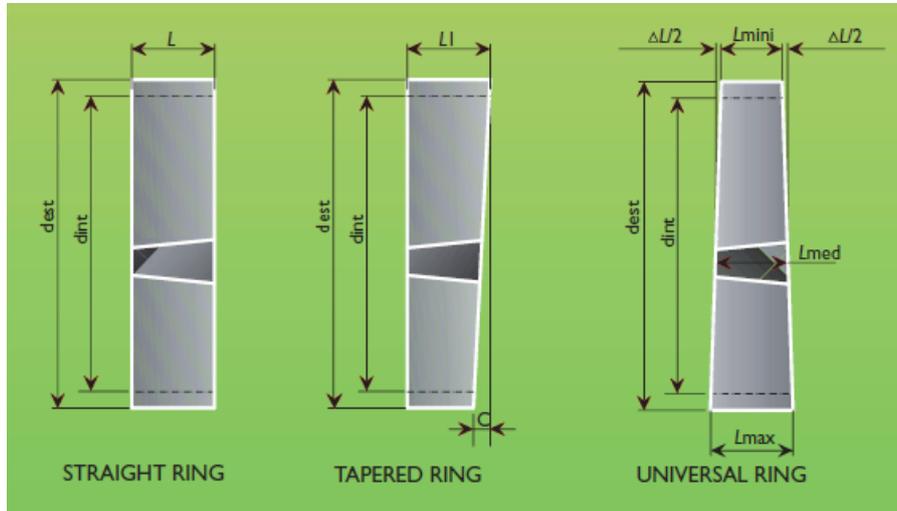


Figura 3.3. Geometria delle diverse tipologie di anello (Guglielmetti *et al.*, 2007)

In sede di predimensionamento, la lunghezza L dell'anello di rivestimento e, quindi, del singolo concio, così come la profondità possono essere stimati in funzione del diametro interno della galleria, secondo le indicazioni riportate in Tabella 3.1. Inoltre, in presenza di un

Tabella 3.1. Valori di predimensionamento di lunghezza e profondità dell'anello in funzione del raggio interno della galleria (Grübl, 2012)

Raggio interno R_{int} [m]	Lunghezza L [cm]	Profondità s [cm]
2 ÷ 5	15 ÷ 25	75 ÷ 150
5 ÷ 8	20 ÷ 40	125 ÷ 200
>8	30 ÷ 75	150 ÷ 225

elemento di impermeabilizzazione (*gasket*) è consigliabile incrementare tale spessore di 5 cm (Grübl, 2012).

Ciascun anello è formato, in genere, da un numero di conci variabile tra 5 e 7, installati in corrispondenza della coda dello scudo da un erettore. Tale organo posiziona il primo concio e, in successione, tutti gli altri fino a chiudere definitivamente l'anello con il concio di chiave, tipicamente denominato *k-segment* (*key-segment*). Si tratta di un concio avente forma trapezia, di dimensione inferiore rispetto agli altri, con il lato maggiore rivolto verso il fronte di scavo (Guglielmetti *et al.*, 2007). Chiaramente, per poter essere installato, il concio di chiave necessita la presenza sui lati opposti di due conci di controchiave con lati inclinati, in modo tale da consentirne l'installazione (Figura 3.4).

Poiché l'insieme di conci deve costituire un mosaico perfetto a formare l'anello, l'ordine di grandezza delle deviazioni geometriche è tipicamente compreso entro un range 0.1-1 mm

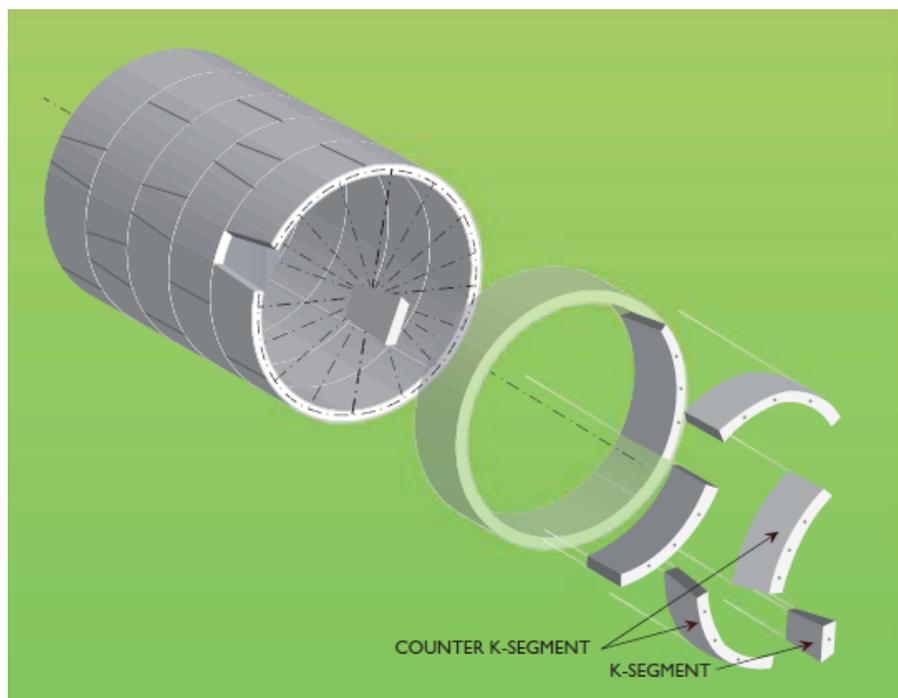


Figura 3.4. Rappresentazione di dettaglio dei conci di chiave (*k-segments*) e di controchiave (*counterkey-segments*) (Guglielmetti *et al.*, 2007)

(Guglielmetti *et al.*, 2007). Generalmente, a monte del processo costruttivo, per garantire il rispetto di tali tolleranze geometriche, si esegue una misura indiretta sulle casseforme utilizzate per realizzare i conci, giacché eseguire misure sul concio finito risulterebbe essere troppo complicato. In tale processo di verifica, occorre valutare le seguenti grandezze:

- Lunghezza;
- Profondità;
- Planarità;
- Distanza angolare;
- Profondità delle diverse rientranze.

La valutazione delle effettive dimensioni dei conci e dell'anello intero è eseguita direttamente all'interno dell'impianto produttivo, tramite la costruzione di alcuni conci di prova. Questi sono analizzati dal punto di vista dimensionale, in modo tale da verificare la congruenza e le eventuali deviazioni rispetto ai valori stabiliti in fase di progettazione. Il controllo sulle tolleranze geometriche è altresì eseguito periodicamente durante la fase di costruzione, sia sulle casseforme che sui conci di rivestimento (Guglielmetti *et al.*, 2007).

I conci di rivestimento, dal punto di vista progettuale, richiedono non solo il dimensionamento dell'armatura, ma anche di alcuni elementi accessori (Figura 3.5), che sono:

- Fori per i connettori (*Holes for the connectors*);

- Fori per l'erettore (*Holes for the erector*);
- Scanalatura per l'impermeabilizzazione (*Groove for the gasket*);
- Scanalatura per l'asta di guida (*Groove for the guidance rod*).

Per ottenere una struttura monolitica, occorre introdurre alcuni elementi che consentano di rendere solidali i diversi elementi in cui è suddiviso il rivestimento in calcestruzzo prefabbricato. Tali elementi servono a connettere non solo i conci, ma anche i diversi anelli e prendono il nome di connettori. In generale, è possibile riconoscere due diverse tipologie di connettori:

- Giunti bullonati (*Joints with bolts*), in cui il processo di installazione prevede il montaggio del concio, con il successivo inserimento dei bulloni;
- Giunti con tasselli (*Joints with dowels*), in cui i connettori sono nascosti all'interno del concio, dato che sono inseriti durante la fase di montaggio all'interno del concio stesso, per poi essere serrati ai conci dell'ultimo anello installato.

È possibile osservare che, nel primo caso, la costruzione del singolo concio prefabbricato risulta essere più impegnativa, dal momento che occorre predisporre opportuni accorgimenti volti alla realizzazione delle tasche e delle scanalature in cui installare i bulloni. È richiesta altresì la disponibilità di maggiore manodopera per consentire l'installazione in opera. Si tratta di una soluzione tipicamente adottata in presenza di conci aventi forma rettangolare, per rendere solidali non solo i conci che costituiscono un singolo anello, ma anche diversi anelli affiancati. D'altra parte, i giunti con tassello sono certamente meno impegnativi dal punto di vista della costruzione della cassaforma, così come del montaggio, giacché l'inserimento è effettuato in modo del tutto automatizzato da parte dell'erettore quando il concio è posto in opera. Il meccanismo di montaggio permette di inserire questa tipologia di connettore unicamente tra un anello e l'altro, mentre il collegamento tra un concio e l'altro è realizzato tramite una barra di guida inserita all'interno di una scanalatura (Guglielmetti *et al.*, 2007).

I fori per l'erettore rappresentano delle tasche interne al concio prefabbricato poste in corrispondenza dell'intradosso. Si tratta di elementi di fondamentale importanza nel processo di montaggio del concio a formare l'anello di rivestimento.

Il sistema di sollevamento dei conci può essere a vacuum oppure meccanico. Nel primo caso, il sistema di sollevamento è caratterizzato da un braccio meccanico che solleva il singolo concio mediante ventose. Queste ultime possono essere due o tre a seconda del modello utilizzato. Il vuoto tra l'intradosso del concio e la ventosa è determinato dall'aspirazione dell'aria. Per ragioni di sicurezza, in questi sistemi i conci sono dotati di due tasche di centraggio coniche, così da collocare correttamente le ventose prima della fase di sollevamento (Figura 3.6).

D'altra parte, come già accennato in precedenza, il sollevamento dei conci può avvenire attraverso l'uso di un sistema meccanico caratterizzato da una grossa vite che è inserita all'interno di un'opportuna tasca di raccolta filettata. Il sistema è completato da un insieme di quattro elementi che permettono di mantenere fermo il concio, evitando moti di rotazione attorno al punto di sollevamento (Guglielmetti *et al.*, 2007).

I conci sono altresì dotati di scanalature per l'inserimento del sistema di impermeabilizzazione (meglio conosciuto con la terminologia inglese *gasket*) e per l'asta di guida (*guidance rod*), utilizzata in fase di installazione dell'elemento.

L'impermeabilizzazione del concio e, di conseguenza, dell'intero rivestimento, è garantita da un insieme di fattori che coinvolgono, non solo aspetti riguardanti la qualità dei materiali

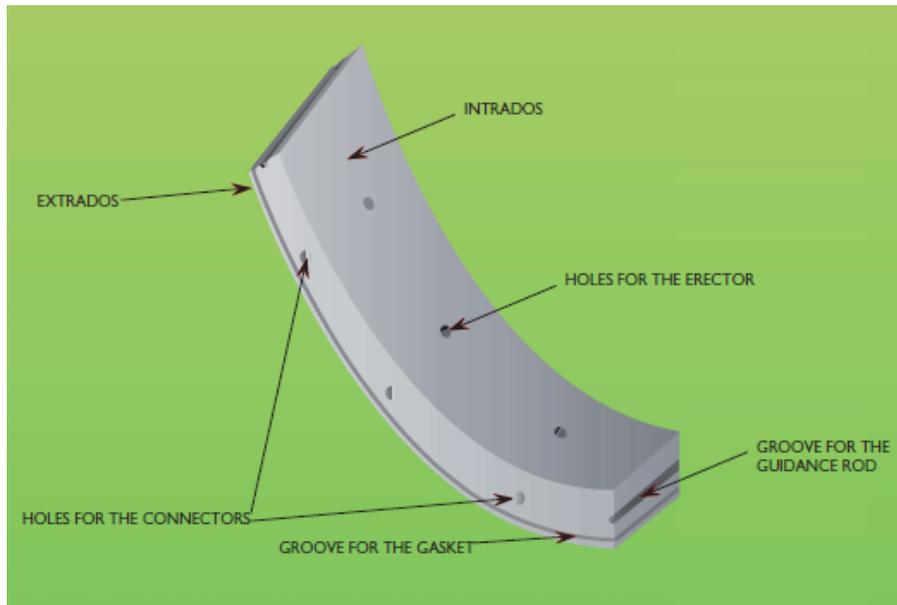


Figura 3.5. Nomenclatura accessori del conico (Guglielmetti *et al.*, 2007)

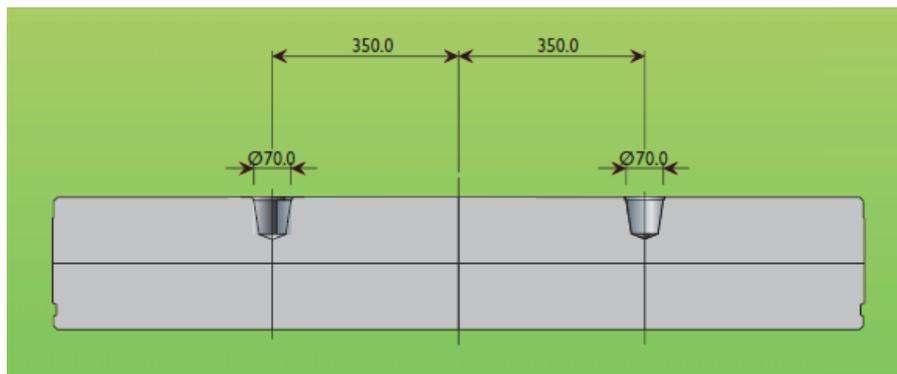


Figura 3.6. Tasche di centraggio coniche per il sistema vacuum (Guglielmetti *et al.*, 2007)

utilizzati e la cura dei dettagli costruttivi, ma anche l'attenzione nella fase di movimentazione e messa in opera di ciascun elemento costituente l'anello di rivestimento. Infatti, è chiaro che i primi aspetti da prendere in considerazione per una corretta impermeabilizzazione siano la qualità del calcestruzzo utilizzato e del monitoraggio del processo produttivo. In questo modo, si evita la formazione di fessure che può favorire il processo di filtrazione delle acque all'interno del cavo.

In aggiunta, altrettanto importante è la fase di sollevamento e installazione dei conici, in cui occorre studiare istante per istante il movimento in modo tale da evitare urti che potrebbero provocare la formazione di fessure o la rottura degli angoli. In particolare, quest'ultima tipologia di rottura non dà luogo a problemi di natura puramente estetica, ma può mettere in crisi la tenuta del sistema di impermeabilizzazione del rivestimento e, di conseguenza, una

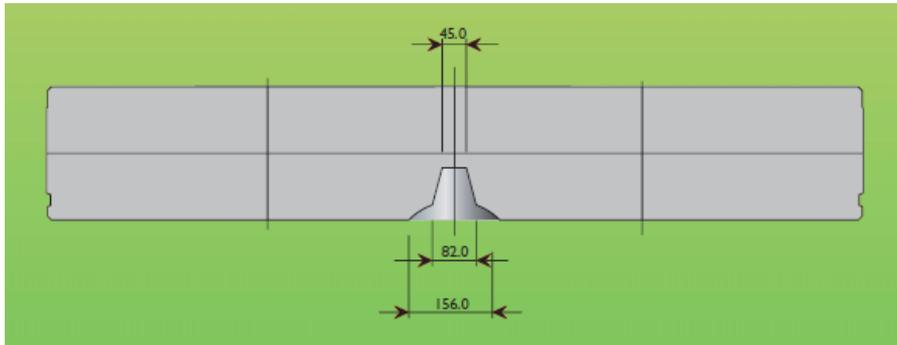


Figura 3.7. Tasca di connessione meccanica dell'erettore - sistema meccanico (Guglielmetti *et al.*, 2007)

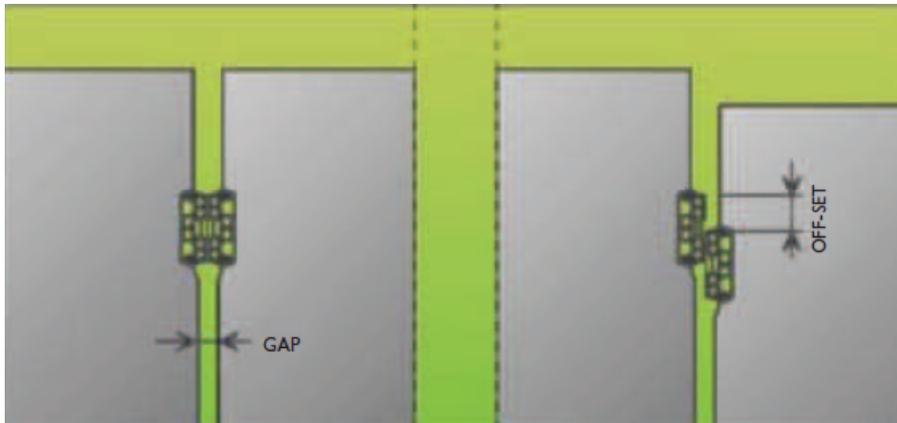


Figura 3.8. Particolari geometrici del sistema di impermeabilizzazione – gap e off-set (Guglielmetti *et al.*, 2007)

non trascurabile perdita di funzionalità (Guglielmetti *et al.*, 2007).

Per quanto concerne, invece, i giunti, occorre predisporre un corretto sistema volto a sigillare le aperture ed evitare il processo di filtrazione. Ciò è garantito dal cosiddetto gasket, ossia un sistema di impermeabilizzazione costituito tipicamente da materiale gommoso. Tale materiale è immersato all'interno dei conci in corrispondenza delle estremità, vicino all'estradosso, in modo tale che in opera si abbia accoppiamento tra i gasket appartenenti a due diversi conci di calcestruzzo. Il contatto tra le due estremità può essere garantito o dalla compressione esercitata da parte dei connettori e, nel lungo termine, da parte delle tensioni che agiscono lungo il rivestimento, oppure, in aggiunta, dall'utilizzo di materiali in grado di aumentare il proprio volume in presenza d'acqua (*swelling systems*). Il dimensionamento avviene attraverso l'utilizzo di opportuni nomogrammi, forniti dal produttore, in cui si riporta l'entità di due quantità geometriche di riferimento, il gap e l'off-set, in funzione della pressione di spinta. Il gap rappresenta sostanzialmente l'entità del giunto compreso tra due conci contigui, mentre l'off-set definisce il disassamento tra i gasket, come si può evincere in Figura 3.8.

3.3 Normativa di riferimento

3.3.1 Introduzione: il quadro normativo attualmente vigente

La normativa tecnica attualmente vigente in Italia, per quanto concerne il settore delle costruzioni, è il D.M. 17-01-2018, spesso contrassegnato attraverso l'acronimo NTC2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni). Tale legge costituisce l'aggiornamento delle precedenti Norme Tecniche del 2008 (NTC2008 - D.M. 14-01-2008). Queste ultime, di fatto, hanno rappresentato lo strumento normativo attraverso il quale è avvenuto il recepimento, in un unico testo organico, della normativa europea, redatta a partire dagli anni '80 ed entrata pienamente in vigore nel corso degli anni '90, all'interno dell'ordinamento legislativo italiano.

Per ciò che non è espressamente specificato, le suddette norme tecniche fanno riferimento a normative di comprovata validità e documenti tecnici che sono citati al capitolo 12 delle NTC2018. A tutti gli effetti, sono sintetizzati i principi più importanti introdotti dagli Eurocodici e dalle relative appendici nazionali.

In particolare, con riferimento al caso delle gallerie e, più in generale, delle opere in sotterraneo, il quadro normativo di riferimento è il seguente:

- Il già citato D.M. 17-01-2018;
- l'Eurocodice 0 EN-1990 (Principi di progettazione strutturale);
- l'Eurocodice 1 EN-1991 (Azioni sulle costruzioni);
- l'Eurocodice 2 EN-1992 (Progetto di strutture in calcestruzzo);
- l'Eurocodice 7 EN-1997 (Progetto geotecnico).

3.3.2 Principi fondamentali

In accordo a quanto stabilito dall'Eurocodice 0, in cui sono riportati i principi generali di progettazione strutturale, “*La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata*” (NTC2018, 2018). In ragione di ciò, la progettazione di qualsiasi opera strutturale è vincolata dal soddisfacimento di una serie di verifiche in relazione allo stato limite che può interessarla durante la vita nominale. Occorre sostanzialmente verificare i seguenti requisiti:

- *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)*: l'obiettivo è verificare che la struttura abbia la capacità di scongiurare l'eventualità di crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi. Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile;
- *sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)*: lo scopo è garantire il soddisfacimento delle prestazioni richieste nelle condizioni di esercizio quali, ad esempio, cedimenti, fessurazioni, spostamenti, vibrazioni, ecc. Il superamento di uno stato limite di esercizio può essere reversibile oppure irreversibile;
- *robustezza nei confronti di azioni eccezionali*.

Il soddisfacimento dei suddetti requisiti di sicurezza è legato anche alla capacità di garantire un'adeguata durabilità, da intendersi come capacità di mantenere inalterate le caratteristiche meccaniche e fisiche di materiali e strutture. Tutti questi aspetti sono commisurati alla progettazione di strutture tali da garantire adeguata protezione nei confronti dei materiali che le costituiscono, oltre che alla scelta di materiali adeguati in termini di prestazioni.

3.3.3 Verifiche di sicurezza

Le verifiche di sicurezza, in accordo alla normativa vigente, si basano sul soddisfacimento della seguente espressione:

$$E_d \leq R_d \quad (3.1)$$

dove:

- E_d rappresenta l'effetto delle azioni di progetto;
- R_d rappresenta l'effetto delle resistenze di progetto.

L'approccio utilizzato è di tipo statistico, secondo il metodo semi-probabilistico (o metodo statistico di livello 3). In sintesi, si assume che le azioni e le resistenze siano variabili aleatorie, alle quali, per definizione, sono associate una funzione di densità di probabilità e una funzione cumulata di probabilità. In base a ciò, nel metodo semi-probabilistico si considerano, anzitutto, i valori caratteristici di azioni E_k e resistenze R_k :

- R_k è il valore caratteristico di resistenza, corrispondente al frattile al 5% della corrispondente funzione di densità di probabilità;
- E_k è il valore caratteristico dell'azione, ovvero il frattile al 95% della corrispondente funzione di densità di probabilità.

Resistenze e azioni di progetto si determinano a partire dai rispettivi valori caratteristici, introducendo un coefficiente di sicurezza γ_d , attraverso le formulazioni seguenti:

$$R_d = R_k \cdot \gamma_d \quad (3.2)$$

$$E_d = \frac{E_k}{\gamma_d} \quad (3.3)$$

Di fatto, il coefficiente di sicurezza ha lo scopo di fare sì che nelle verifiche si considerino dei valori con frattili ancora più cautelativi rispetto a quelli usati per definire i valori caratteristici. Il coefficiente di sicurezza è funzione dello stato limite considerato nella verifica.

Si osservi che la verifica di sicurezza riportata in (3.1) deve essere eseguita facendo riferimento a due diversi approcci progettuali (*DA - Design Approaches*), a seconda delle prescrizioni delle Norme Tecniche.

3.3.4 Effetto delle azioni

La valutazione dell'effetto delle azioni E_d viene condotta seguendo lo schema articolato nelle seguenti fasi:

1. Si individuano le azioni che agiscono sulla costruzione, indicate con F_i ;

2. Si assegnano alle azioni i loro valori rappresentativi caratteristici o altri valori (di combinazione, frequenti, quasi permanenti), denominati $F_{k,i}$ o $\psi F_{k,i}$;
3. Si determinano i valori di progetto delle azioni moltiplicando i valori rappresentativi suddetti per un coefficiente parziale $\gamma_{f,i}$, introdotto con lo scopo di coprire le incertezze sulla scelta dei valori caratteristici:

$$F_{d,i} = \gamma_{f,i} \cdot F_{k,i} \quad (3.4)$$

$$F_{d,i} = \gamma_{f,i} \cdot \psi \cdot F_{k,i} \quad (3.5)$$

4. Si considerano le azioni che possono verificarsi contemporaneamente e si elaborano le relative combinazioni. Così facendo, si calcolano gli effetti di queste combinazioni sulla struttura in esame:

$$E(\gamma_{f,i} \cdot \psi \cdot F_{k,i}; a_d) \quad (3.6)$$

dove a_d rappresenta il valore di progetto dell'insieme dei dati geometrici;

L'effetto di progetto viene definito moltiplicando il termine sopraccitato per un coefficiente parziale avente lo scopo di coprire le incertezze sul modello strutturale utilizzato per calcolare gli effetti (γ_{Sd}):

$$E_d = \gamma_{Sd} \cdot E(\gamma_{f,i} \cdot \psi \cdot F_{k,i}; a_d) \quad (3.7)$$

Si osservi che, in generale, il calcolo degli effetti delle azioni di progetto si semplifica introducendo un unico coefficiente di sicurezza così definito:

$$\gamma_{F,i} = f(\gamma_{Sd}; \gamma_{f,i}) \quad (3.8)$$

In definitiva, si ha:

$$E_d = E(\gamma_{F,i} \cdot \psi \cdot F_{k,i}; a_d) \quad (3.9)$$

3.3.5 Effetto delle resistenze

Per il calcolo delle resistenze, la normativa impone di seguire il seguente schema:

1. Si valutano le resistenze dei materiali e dei prodotti che intervengono nelle verifiche, denominate X_i ;
2. Si calcolano i corrispondenti valori caratteristici (frattile al 5% della funzione di densità di probabilità), indicati con $X_{k,i}$;
3. Si definisce il valore di progetto di una proprietà di un materiale a partire dal suo valore caratteristico, dividendo per un coefficiente parziale $\gamma_{m,i}$ che tiene conto delle incertezze legate alle caratteristiche del materiale, ed eventualmente moltiplicando per un coefficiente η avente lo scopo di tenere in considerazione degli effetti di scala:

$$X_{d,i} = \frac{\eta \cdot X_{k,i}}{\gamma_{m,i}} \quad (3.10)$$

4. Si individua il valore di progetto dell'effetto delle resistenze, tenendo conto delle proprietà dei materiali e della geometria e introducendo un coefficiente γ_{Rd} avente lo scopo

di coprire le incertezze di modello della resistenza e delle eventuali variazioni dei dati geometrici non esplicitamente messe in conto nel modello:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{R_d}} \cdot R\left(\frac{\gamma_{R_d}}{\gamma_{m,i}}; a_d\right) \quad (3.11)$$

Si osservi, infine, che spesso il coefficiente γ_{R_d} è integrato nel coefficiente di resistenza globale che riduce la resistenza caratteristica del materiale, così definito:

$$\gamma_{M,i} = f(\gamma_{R_d}; \gamma_{m,i}) \quad (3.12)$$

3.3.6 Combinazione delle azioni

In generale, un'azione è una qualsiasi causa che, applicata alla struttura, può dare luogo al raggiungimento di uno stato limite. Le azioni vengono normalmente contrassegnate con il simbolo F e, tipicamente, si fa riferimento al valore caratteristico F_k , ossia al frattile al 95%.

Sebbene la normativa suggerisca diversi criteri attraverso i quali classificare le azioni, a livello di progettazione strutturale è maggiormente significativo il criterio per cui si discernono le azioni sulla base della variazione della loro intensità nel tempo. A tal proposito, si definiscono:

- G: azioni permanenti strutturali (G1) e portate (G2), le quali non subiscono significative variazioni durante la vita utile della struttura;
- Q: azioni variabili, correlate alla destinazione d'uso e all'azione ambientale e, in quanto tali, sono variabili nel tempo;
- P: precompressione, ovvero gli effetti della precompressione;
- A: azioni eccezionali, nei confronti delle quali si deve garantire un livello minimo di sicurezza;
- E: azioni sismiche, dovute all'accelerazioni del terreno associate a eventi sismici.

La normativa stabilisce determinate combinazioni delle azioni, definite sulla base dello stato limite cui si fa riferimento:

- Combinazione fondamentale (SLU):

$$\gamma_1 \cdot G_1 + \gamma_2 \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q_1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q_2} \cdot Q_{k2} \cdot \psi_{02} + \gamma_{Q_3} \cdot Q_{k3} \cdot \psi_{03} + \dots \quad (3.13)$$

- Combinazione caratteristica (SLE irreversibili):

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (3.14)$$

- Combinazione frequente (SLE reversibili):

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{33} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (3.15)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE a lungo termine):

$$G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (3.16)$$

- Combinazione sismica (SLU e SLE connessi all'azione sismica E):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (3.17)$$

- Combinazione eccezionale (SLU connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (3.18)$$

Si osservi che, nelle suddette formule di combinazione, il segno “+” è da intendersi con il significato di “combinato con”. In aggiunta, nelle combinazioni di SLE, si intende che vengano omissi i carichi Q_{kj} , che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

3.3.7 Progetto di opere in sotterraneo

Indicazioni generali

Le Norme Tecniche per le Costruzioni, con riferimento al caso specifico della progettazione delle gallerie, presentano una sezione in cui sono riportate alcune indicazioni di massima riguardanti il progetto delle opere in sotterraneo. Le prescrizioni normative riguardanti il progetto delle gallerie devono fare riferimento a quanto riportato in § 6.1 e 6.2 delle NTC2018, che riguardano, in generale, la progettazione geotecnica, tenendo altresì conto degli aspetti peculiari introdotti nella suddetta sezione specifica riguardante le opere in sotterraneo di cui al § 6.7 delle NTC2018. Secondo quanto suggerito dalla normativa, l'obiettivo delle attività di progettazione deve essere rivolto alla prevenzione e al controllo, nelle fasi esecutive, delle variazioni dello stato tensionale e del regime delle pressioni interstiziali nell'intorno dello scavo. Tale controllo è direttamente correlato al rispetto delle condizioni di stabilità dell'opera a lavori ultimati, in relazione alle condizioni e alle caratteristiche del sito, nonché alle conseguenze che si possono comunque produrre sull'ambiente circostante.

In particolare, con stretto riferimento alle caratteristiche geologiche, idrogeologiche e geotecniche, individuate previa esecuzione di una adeguata campagna di indagine, occorre specificare e giustificare nel progetto i seguenti aspetti:

- geometria, ubicazione (per le opere puntuali quali le caverne e i pozzi) e tracciato dell'opera (per le opere a sviluppo lineare quali le gallerie);
- metodi e tecniche di scavo, di tipo tradizionale o meccanizzato;
- modalità e metodi per l'intercettazione delle acque sotterranee ed il controllo del regime delle pressioni interstiziali;
- provvedimenti per prevenire l'innesco e/o la riattivazione di eventuali fenomeni franosi, soprattutto per le gallerie parietali e nelle zone di imbocco;
- elementi utili a definire accorgimenti nei metodi e nelle tecniche di scavo, interventi, piani e norme di sicurezza, anche con riferimento a particolari situazioni di pericolo per presenza di gas tossici o esplosivi, di cavità (naturali e antropiche) o di venute improvvise di acqua;
- problemi relativi alla messa a dimora dei materiali di risulta dagli scavi, compresa la individuazione degli eventuali interventi di inertizzazione che si rendessero necessari, in relazione alla natura degli stessi materiali.

Come già accennato in precedenza, le normative specificano la necessità di realizzare una adeguata campagna di indagine avente lo scopo, in relazione alla complessità geologica, alla vulnerabilità ambientale del sito, alla posizione e alle dimensioni, di individuare in modo sufficientemente approfondito le caratteristiche geologiche (quali ad esempio carsismo, faglie), idrogeologiche (regime delle pressioni interstiziali ed eventuale dinamica di falda) e i parametri geotecnici del sito interessato dalla costruzione dell'opera. Parallelamente alle indagini in sito, occorre elaborare delle prove di laboratorio aventi lo scopo di caratterizzare, dal punto di vista fisico e meccanico, i geo-materiali in cui si articolano le operazioni di scavo. Gli elementi menzionati sono di fondamentale importanza per la costruzione di un modello geotecnico del sito. La normativa specifica che i fattori che devono essere evidenziati con particolare attenzione nel modello geotecnico sono:

- zone omogenee dal punto di vista fisico-meccanico;
- regime delle pressioni interstiziali nei terreni e nelle rocce interessate dallo scavo.

Come suggerito dalle NTC2018, il modello geotecnico rappresenta la base entro cui si articolano le fasi progettuali dell'opera, in cui occorre analizzare dal punto di vista quantitativo gli effetti indotti dagli scavi al contorno della cavità e in superficie, con riferimento in particolare a scavi e gallerie poco profonde in ambiente urbano, da cui deve derivare la scelta del metodo e delle tecniche di scavo e degli eventuali interventi di miglioramento e rinforzo. Gli interventi volti a garantire la stabilità dell'opera devono essere adeguatamente specificati e dimensionati in base a metodi di calcolo di comprovata validità. Le analisi progettuali, in generale, possono essere condotte facendo utilizzo delle seguenti metodologie di calcolo:

- metodi analitici;
- metodi numerici, per simulare il comportamento del sistema opera-terreno, nelle diverse fasi di scavo e costruzione, nonché in condizioni di esercizio.

Da parte delle Norme Tecniche è ammesso altresì l'utilizzo del metodo osservazionale. Sono inoltre menzionate le attività di monitoraggio per le opere in sotterraneo, di fondamentale importanza per verificare in vera grandezza la correttezza delle assunzioni introdotte nelle fasi di progetto. In particolare, il monitoraggio:

- deve permettere di verificare la validità delle previsioni progettuali;
- deve essere predisposto in modo da permettere la valutazione del comportamento del terreno e delle strutture per ogni fase di scavo e costruzione, oltre che ad opera ultimata;
- deve inoltre consentire il controllo di quelle grandezze, rappresentative del comportamento del complesso opera-terreno, specificamente individuate nell'ambito dell'applicazione del metodo osservazionale.

Analisi progettuali e verifiche di sicurezza

Le Norme Tecniche prescrivono l'esecuzione di analisi di sicurezza riferite alle diverse fasi di scavo e costruzione, nonché alle condizioni di esercizio. In particolare, occorre fare riferimento agli stati limite ultimi (SLU) e agli stati limite di esercizio (SLE), secondo le combinazioni già menzionate in [3.3.6](#).

Secondo quanto prescritto in § 6.7.5 delle NTC2018, “*Si devono considerare gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza del terreno o dell'ammasso roccioso interessato*”

dallo scavo (GEO) e gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che costituiscono gli interventi di stabilizzazione e di rivestimento, sia di prima fase sia definitivi (STR). Devono essere inoltre valutati quantitativamente gli effetti indotti dall'opera in sottoterraneo sui manufatti e sulle costruzioni esistenti. Devono essere considerati i possibili stati limite ultimi di tipo idraulico prodotti sia dalle spinte idrauliche al fronte e al contorno dello scavo in fase di avanzamento (UPL) sia da elevati gradienti idraulici nel caso di attraversamento di terreni suscettibili al sifonamento (HYD)” (NTC2018, 2018).

Per quanto concerne le verifiche agli stati limite ultimi, occorre applicare l'Approccio 1, considerando le due combinazioni di coefficienti:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1);
- Combinazione 2: (A2+M2+R2).

I coefficienti da utilizzare nelle diverse combinazioni sono riportati in Tabella 3.2 e Tabella 3.3. Per quanto riguarda, invece, i coefficienti γ_R dei gruppi R1 e R2, si adottano dei valori unitari.

Tabella 3.2. Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale		EQU	(A1)	(A2)
			γ_F			
Carichi permanenti G1	Favorevole			0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		γ_{G1}	1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti G2	Favorevole			0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole		γ_{G2}	1.5	1.5	1.4
Azioni variabili Q	Favorevole			0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		γ_{Qi}	1.5	1.5	1.3

Tabella 3.3. Coefficienti parziali da applicare ai parametri geotecnici

Parametro	Grandezza a cui applicare il coeff. parziale	Coefficiente parziale		(M1)	(M2)
			γ_M		
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$		$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k		$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}		γ_{cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ_γ		γ_γ	1.0	1.0

È inoltre specificato che le verifiche strutturali degli elementi di rinforzo, in avanzamento dal fronte e sulle pareti di scavo, e delle strutture di rivestimento, di prima fase e definitive, devono essere eseguite con i valori caratteristici dei parametri geotecnici, amplificando gli effetti delle azioni con i coefficienti parziali del gruppo A1.

Le analisi finalizzate al dimensionamento strutturale, nelle quali si consideri l'interazione terreno-struttura, si eseguono con i valori caratteristici dei parametri geotecnici, amplificando l'effetto delle azioni con i coefficienti parziali del gruppo A1.

3.4 Caratteristiche dell'opera

Come già accennato in precedenza, la galleria in esame sorge nel comune di Torino e costituisce il percorso lungo cui si innesta il prolungamento sud della metropolitana automatica del capoluogo piemontese, nella tratta compresa tra il complesso funzionale del Lingotto e Piazza Bengasi, nell'estrema periferia meridionale della città. Il suddetto tratto è rappresentato, in verde, in Figura 3.9.

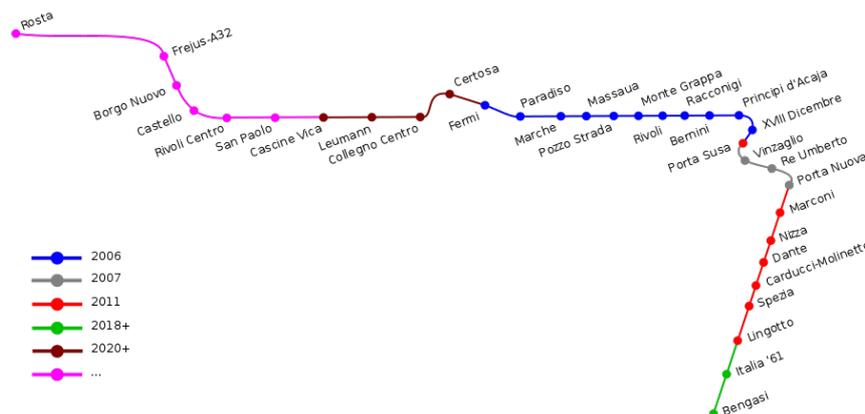


Figura 3.9. Tracciato Metropolitana automatica Linea 1 – Torino (*immagine Wikipedia.it*)

La galleria ha una lunghezza totale di 1728 m con andamento planimetrico rettilineo e massimo dislivello altimetrico della livelletta pari a 8 m. I raggi di curvatura minimi del progetto stradale sono pari a 1000 m (planimetrico) e 1300 m (altimetrico) (AK [Ingegneria Geotecnica](#), 2015).

Il rivestimento dello scavo è realizzato tramite l'utilizzo di anelli di conchi prefabbricati, montati in opera da parte della TBM in corrispondenza della coda dello scudo della fresa.

Per riempire il vuoto che si viene a creare a tergo del rivestimento si inietta in modo continuativo una malta bi-componente avendo cura di mantenere la pressione in maniera costante leggermente al di sopra di quella applicata in corrispondenza del fronte di scavo. Tale accorgimento risulta essere particolarmente importante, dal momento che si opera in un'area densamente antropizzata e quindi occorre limitare al minimo i cedimenti possibili in superficie. Le principali caratteristiche geometriche del rivestimento sono sintetizzate in Tabella 3.4.

Il singolo anello di conchi di rivestimento è di tipo universale, caratterizzato da una rastremazione pari a 21 mm tra la larghezza minima e massima e permette la correzione della traiettoria dell'asse della galleria in tutte le direzioni ruotando la posizione dell'anello da montare rispetto a quello precedente. Il raggio minimo possibile di curva del rivestimento è teoricamente 500 m, mettendo un anello dopo l'altro sempre nella stessa posizione. E' possibile avere 15 posizioni della chiave, con angolo di rotazione pari a 24°.

Come si può osservare in Figura 3.10, l'anello è suddiviso in cinque conchi e una chiave, identificati tramite i codici A,B,C,D,E e K. In particolare, è dotato di soli connettori longitudinali, di cui 3 per i conchi B,C,D e 2 per i conchi A,E,K.

Tabella 3.4. Caratteristiche geometriche rivestimento

Dati geometrici	
diametro interno	6880 mm
diametro esterno	7480 mm
spessore dei conci prefabbricati	300 mm
lunghezza dei conci prefabbricati	1400 mm
numero di conci	5+1 (chiave)
geometria dei conci	4 parallelogrammi + 2 trapezi
larghezza minima anello	1389.5 mm
larghezza massima anello	1410.5 mm
rotazione minima anello	24°

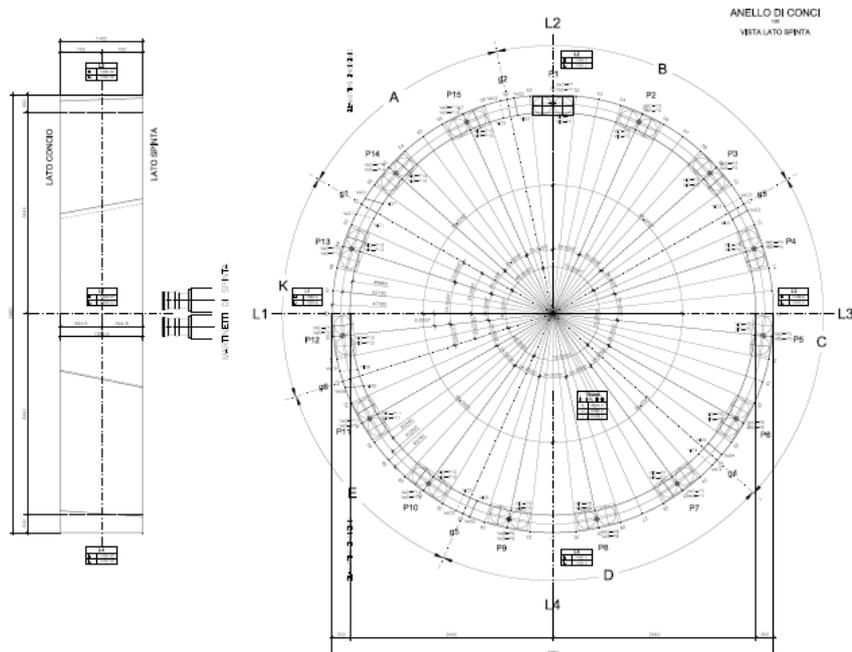


Figura 3.10. Vista lato spinta e sviluppata dell'anello (AK Ingegneria Geotecnica, 2015)

3.5 Inquadramento geologico e idrogeologico

3.5.1 Premessa

Il rilievo geologico e idrogeologico delle aree interessate dallo scavo della galleria rappresenta una delle più importanti fasi in sede preliminare di progettazione, dal momento che in tale ambito è possibile individuare informazioni rilevanti quali l'origine e la tipologia dei materiali attraversati, ma anche il livello di falda ed eventuali gradienti idrodinamici dell'acqua sotterranea.

L'inquadramento geologico-idrogeologico è citato, seppur sinteticamente, all'interno delle Norme Tecniche, nella sezione dedicata alle opere in sotterraneo. Insieme alla caratterizzazione geotecnica, rappresenta una fase di fondamentale importanza nella realizzazione del progetto, poiché, sulla base delle informazioni elaborate, è possibile costruire un modello geotecnico del sito, attraverso il quale provvedere alla progettazione dell'opera.

In questa sede si fa riferimento al caso studio concernente la metropolitana di Torino.

3.5.2 Caratteristiche geologiche

Si osserva che, dal punto di vista geologico, il territorio è costituito da un'area pianeggiante formata da apporti successivi delle conoidi alluvionali poste allo sbocco delle valli alpine. Le conoidi sono costituite da depositi di origine fluvioglaciale, successivamente rimodellati nei livelli superficiali dai corsi d'acqua che attraversano il territorio.

L'assetto geologico generale è suddiviso nei primi 150 m circa in tre complessi litologici:

- depositi fluvioglaciali, di potenza circa 35-40 m, costituiti prevalentemente da materiale sciolto intercalato da lenti di materiale cementato di potenza da centimetrica a decimetrica;
- depositi lacustri e fluviolacustri composti da limi argillosi e livelli sabbioso ghiaiosi;
- depositi marini, costituiti da materiale coesivo (limi argillosi, limi sabbiosi e sabbie grigio azzurre con fossili).

3.5.3 Caratteristiche idrogeologiche

L'acquifero principale, presente nel sito oggetto di studio, è contenuto nell'unità geotecnica 2, di cui si parlerà nel seguito, con una soggiacenza variabile tra 12 e 13 m lungo il tracciato dell'opera.

Si può osservare che, in ragione della profondità in corrispondenza della quale avvengono le attività di scavo della galleria e delle stazioni, il solo acquifero superficiale del complesso ghiaioso-sabbioso è oggetto di interferenza da parte delle lavorazioni.

3.6 Caratterizzazione geotecnica

In qualsiasi problema geotecnico, tra le operazioni preliminari di maggior rilievo rientra la determinazione dei parametri geotecnici. Così facendo, è possibile ottenere una chiara caratterizzazione delle proprietà geotecniche della massa rocciosa o del terreno. Pertanto, per ottenere questi parametri, è necessario condurre un insieme di valutazioni che, tipicamente, sono raccolte nella cosiddetta caratterizzazione geotecnica del materiale. È noto che questa operazione è una fase molto importante di ogni studio, perché è necessario prestare attenzione nella scelta dei parametri meccanici, da cui dipende la precisione, la validità e la sicurezza delle analisi. In altre parole, la robustezza delle valutazioni condotte in fase di progettazione e modellazione dipende fortemente dalla cura con cui si conducono queste analisi. La caratterizzazione geotecnica prevede, anzitutto, la definizione di un modello di rottura sufficientemente coerente con le caratteristiche geo-meccaniche del materiale, in modo tale da individuare i parametri che servono a definire il criterio di rottura. Nel caso in esame, si possono sfruttare i risultati della caratterizzazione geotecnica del sottosuolo di Torino condotti in passato durante la progettazione e la costruzione di due importanti infrastrutture,

quali il passante ferroviario di Torino e la prima tratta della Linea 1 della Metropolitana di Torino. In particolare, il sottosuolo di Torino è caratterizzato da depositi di sabbie e ghiaie per i primi 50 metri di profondità, con lenti cementate distribuite in maniera random. In ragione di questa peculiarità, sono state proposte 4 unità geotecniche di riferimento, per tenere conto del diverso grado di cementazione, con riferimento a un intervallo tensionale $0.1 \text{ MPa} < \sigma_3 < 0.3 \text{ MPa}$ (Barla e Barla, 2012). I parametri geotecnici di riferimento per le 4 diverse unità geotecniche sopracitate sono riportati in Tabella 3.5.

Tabella 3.5. Parametri geotecnici di ciascuna unità geotecnica (Barla e Barla, 2012)

U.G. [-]	%C [%]	D _R [%]	γ [kN/m ³]	E _d [MPa]	ν [-]	σ_c [MPa]	m [-]	c' [kPa]	ϕ' [°]
1	-	50-60	17-19	10-20	0.35	0	-	0	36-37
2	0-25	50-70	18-21	190-240	0.30	0-0.03	3-4.8	0-30	37-39
3	25-50	60-80	19-22	240-300	0.30	0.03-0.14	4.8-7.8	15-80	37-42
4	50-75	60-80	19-22	300-370	0.30	0.14-0.67	7.8-12.5	50-200	39-48

3.7 Vita nominale di progetto, classe d'uso e periodo di riferimento

I parametri descritti e valutati nel seguito sono definiti dalle norme tecniche delle costruzioni vigenti (§2.4 – Norme Tecniche per le Costruzioni NTC2018).

3.7.1 Introduzione

Come specificato dalla normativa tecnica, con il termine vita nominale si intende il numero di anni in cui l'opera, nell'ipotesi che sia soggetta alle necessarie opere di manutenzione, è in grado di garantire gli specifici requisiti prestazionali per i quali è stata definita. I valori minimi del suddetto parametro sono definiti dalla normativa (Tabella 3.6) e si utilizzano per definire le azioni dipendenti dal tempo, quali, ad esempio, l'azione sismica. Nel caso in esame,

Tabella 3.6. Valori minimi della vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI	Vita nominale minima V_N [anni]
1 Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2 Costruzioni con livelli di prestazione ordinari	50
3 Costruzione con livelli di prestazione elevati	100

si adotta il valore minimo di vita nominale V_N corrispondente alle costruzioni con livelli di prestazione elevati, ossia:

$$V_N = 100 \text{ anni}$$

3.7.2 Classe d'uso

Il termine classe d'uso si riferisce al criterio di classificazione secondo il quale, in funzione delle conseguenze dell'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in quattro differenti classi. In questo caso, trattandosi di una infrastruttura il cui uso prevede affollamenti significativi e la cui interruzione provoca situazioni di emergenza, si classifica l'opera in classe III e si adotta pertanto un coefficiente d'uso pari a 1.5, secondo quanto indicato in Tabella 3.7:

Tabella 3.7. Valori del coefficiente d'uso C_U

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente d'uso C_U	0.7	1.0	1.5	2.0

3.7.3 Periodo di riferimento

I parametri suddetti sono utilizzati per stabilire il periodo di riferimento per l'azione sismica V_R , definito attraverso la seguente relazione (§C3.2.1 – Circolare 02/02/2009 n.617):

$$V_R = C_U \cdot V_N \quad (3.19)$$

Per il caso in esame si ottiene, in definitiva, una vita di riferimento V_R pari a 150 anni.

3.8 Inquadramento sismico

3.8.1 Periodo di ritorno e stati limite

L'analisi di pericolosità prevede l'individuazione dei parametri di scuotimento attesi in corrispondenza del sito in analisi, che possono essere definiti in termini di accelerazione di picco al suolo a_g , oppure in termini di spettro di risposta. In questo caso, si fa riferimento al valore di accelerazione di picco al suolo attesa a_g . Si tratta di un valore di accelerazione orizzontale, caratterizzato da un certo periodo di ritorno T_R in relazione allo Stato Limite considerato e alla probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} . Sovente, a tale valore viene aggiunto il termine “di base”, in quanto si tratta di una accelerazione valutata convenzionalmente su un affioramento rigido pianeggiante, che non tiene conto degli effetti di risposta sismica locale. La relazione tra periodo di ritorno T_R , vita utile di riferimento V_R e probabilità di superamento P_{VR} è definita dalla seguente relazione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \quad (3.20)$$

che deriva dal fatto che l'approccio seguito dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) per la redazione delle mappe di pericolosità è quello introdotto da Cornell, ossia basato su un modello di distribuzione di tipo poissoniano. In Tabella 3.8 sono richiamate le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , per ciascuno degli stati limite considerati. Nel caso in esame, si fa riferimento, per le verifiche sismiche, al solo stato limite di salvaguardia della vita (SLV). Considerando, quindi, una vita di riferimento pari a 150 anni e una probabilità di superamento nella vita di riferimento del 10%, si ricava:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{150}{\ln(1 - 0.01)} = 1424 \text{ anni} \quad (3.21)$$

Tabella 3.8. Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

Stati limite	P_{VR} [%]	
Stati limite di servizio	SLO	81
	SLD	63
Stati limite ultimi	SLV	10
	SLC	5

3.8.2 Parametri spettrali

L'accelerazione di picco al suolo di progetto è valutabile attraverso il supporto del foglio di calcolo SPETTRI-NTCver.1.0.3, fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Tale strumento consente di sfruttare i risultati del trattamento statistico condotto dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), attraverso cui è stato possibile suddividere il territorio nazionale in una griglia regolare di maglie di 5 km per lato (Allegato A e Allegato B al D.M. 14.01.08), dove per ciascun punto della griglia sono stati valutati i seguenti parametri spettrali:

- a_g , ossia accelerazione di picco al suolo su affioramento rigido roccioso pianeggiante;
- F_0 , ovvero il valore massimo di amplificazione dell'accelerazione spettrale su suolo pianeggiante;
- T_c^* , ossia il periodo di transizione tra la porzione dello spettro di risposta ad accelerazione costante e quella a velocità costante.

I medesimi parametri possono essere altresì ricavati per qualsiasi punto, utilizzando opportune formule di interpolazione. In particolare, facendo ricorso alla seguente espressione:

$$P = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{P_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}} \quad (3.22)$$

dove:

- P è il valore del parametro in corrispondenza del sito in esame;
- P_i è il valore del parametro nell' i -esimo punto della maglia contenente il sito in esame;
- d_i è la distanza del sito in esame dall' i -esimo punto della maglia;

è possibile ricavare i parametri mediando i corrispondenti valori nei quattro nodi più prossimi al sito in esame. Considerando che l'opera oggetto di studio si trova nel comune di Torino, in Tabella 3.9 si riportano i valori dei parametri spettrali al variare del periodo di ritorno T_R considerato.

Tabella 3.9. Valori dei parametri spettrali al variare del periodo di ritorno di riferimento

Stato limite	T_R	a_g	F_0	T^*_C
[-]	[anni]	[m/s ²]	[-]	[s]
SLO	90	0.035	2.647	0.216
SLD	151	0.040	2.677	0.233
SLV	1424	0.070	2.851	0.289
SLC	2475	0.079	2.911	0.292

3.8.3 Definizione dell'accelerazione di progetto

La normativa, per la definizione dell'accelerazione di progetto, stabilisce due ulteriori coefficienti, nel seguito denominati S_S e S_T , attraverso i quali si tiene in considerazione, rispettivamente, degli effetti di amplificazione dovuti alla stratigrafia del suolo e di quelli relativi alla conformazione topografica. Il coefficiente di amplificazione stratigrafico tiene conto della categoria di suolo, che è classificato in cinque diverse tipologie, stabilite dall'Eurocodice 8 e dalle norme tecniche italiane:

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

Si osservi che, con il termine $V_{s,30}$, si intende la velocità media di propagazione entro 30 m di profondità delle onde di taglio e viene valutata nel modo seguente:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_i}} \quad (3.23)$$

con:

- h_i spessore dell' i -esimo strato;
- V_i velocità delle onde di taglio (per deformazioni $\gamma < 10^{-6}$) dello strato i -esimo.

Nel caso in esame, si rientra nel caso di suolo di categoria B, dove il coefficiente di amplificazione stratigrafico S_S è così definito:

$$1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1.20 \quad (3.24)$$

da cui si ottiene S_S pari a 1.20. Per la determinazione del coefficiente di amplificazione topografico S_T si fa riferimento a quanto riportato nella seguente Tabella 3.10.

Tabella 3.10. Valori dei coefficienti S_T in funzione delle categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica	S_T
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	1.0
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	1.2
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1.2
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	1.4

Nel caso in esame, si rientra nel caso di categoria topografica T_1 , per cui S_T è pari a 1. In definitiva, l'accelerazione orizzontale massima di progetto, riferita allo SLV, si valuta nel seguente modo:

$$a_{max} = a_g \cdot S_S \cdot S_T = 0.070g \cdot 1.20 \cdot 1.00 = 0.084g$$

3.8.4 Coefficienti sismici

I coefficienti sismici vengono utilizzati per calcolare le componenti aggiuntive delle forze che, sommate all'azione statica, rappresentano l'azione equivalente del sisma. Le forze equivalenti sono dette pseudo-statiche e sono definite in funzione del peso dell'elemento strutturale, in funzione dei citati coefficienti sismici, orizzontali k_h e verticali k_v . I coefficienti k_v e k_h sono definiti in funzione dell'accelerazione di picco al suolo a_{max} , valutata in precedenza.

$$k_h = \beta_g \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad (3.25)$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad (3.26)$$

Il coefficiente riduttivo β_g viene calcolato sulla base delle indicazioni fornite da normativa:

Tabella 3.11. Coefficiente β_g (NTC2018)

	Categoria di sottosuolo	
	A	B,C,D,E
	β_g	β_g
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.20

Tuttavia, a favore di sicurezza, si considera il seguente valore: $\beta_g = 1.00$. In definitiva, i coefficienti sismici diventano:

$$k_h = 0.0086$$

$$k_v = \pm 0.0043$$

3.9 Valutazione della stabilità del fronte di scavo e della pressione di sostegno

3.9.1 Cenni teorici e metodologici

In qualsiasi operazione di scavo di una galleria uno degli aspetti più importanti è la corretta progettazione della stabilità in corrispondenza del fronte di scavo. In particolare, di fondamentale importanza è una robusta valutazione della pressione da applicare in corrispondenza del fronte così da garantirne la stabilità. Tale pressione rappresenta il valore che, nel caso di utilizzo di una metodologia di scavo meccanizzato con macchina EPB, come nel caso in esame, deve essere applicata da quest'ultima in corrispondenza del fronte.

La valutazione della pressione da garantire al fronte per assicurarne la stabilità può essere condotta con riferimento a diverse metodologie proposte in letteratura. In questa sede, si fa riferimento al metodo proposto da [Anagnostou e Kovári \(1996\)](#). Questo metodo assume come meccanismo di rottura un modello costituito da un blocco in corrispondenza del fronte di scavo sul quale grava una colonna di terreno che si estende sino alla superficie. Il modello è riportato in [Figura 3.11](#). Le grandezze geometriche di riferimento per l'applicazione del

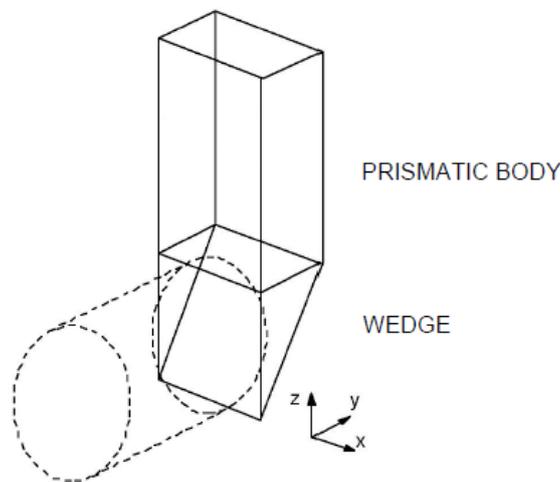


Figura 3.11. Meccanismo di rottura costituito da un blocco e una colonna ([Anagnostou e Kovári, 1996](#))

metodo sono riportate in [Figura 3.12](#). I simboli riportati in [Figura 3.12](#) assumono il seguente significato:

- B è la larghezza (o profondità) della colonna di terreno;

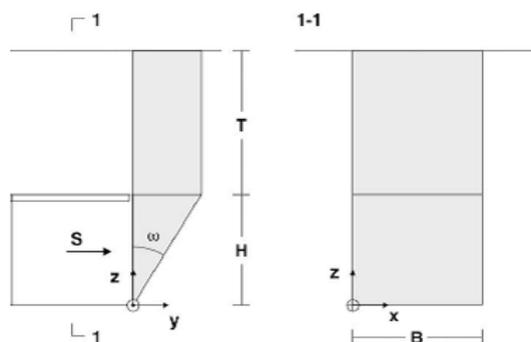


Figura 3.12. Parametri geometrici (Anagnostou e Kovári, 1996)

- T è l'altezza della colonna di terreno;
- H è l'altezza del blocco in corrispondenza del fronte;
- S è la spinta da applicare al fronte per garantire la stabilità;
- ω è l'angolo che descrive l'inclinazione della superficie di scivolamento.

Il metodo si basa sull'applicazione del metodo dell'equilibrio limite al blocco che si viene a mobilitare in corrispondenza del fronte. In tal modo, è possibile di ricavare la pressione S da applicare al fronte di scavo. Le forze che agiscono sul blocco sono rappresentate in Figura 3.13.

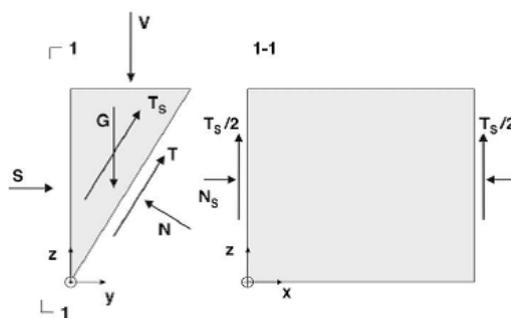


Figura 3.13. Forze agenti sul blocco (Anagnostou e Kovári, 1996)

I simboli riportati in Figura 3.13 rappresentano:

- V è la spinta agente sul cuneo esercitata da parte della colonna di terreno;
- G è il peso del cuneo;
- S è la spinta di stabilizzazione del cuneo;

- T, N sono le forze di interazione tangenziali e normali lungo la superficie di scivolamento del cuneo;
- T_S, N_S sono le forze di interazione tangenziali e normali sulle facce laterali del cuneo.

L'applicazione del metodo dell'equilibrio limite prevede la definizione di un set di tre equazioni nelle tre incognite T, N ed S.

La spinta V, che rappresenta il peso della colonna di terreno gravante sul blocco, viene ricavata attraverso la seguente espressione:

$$V = F \cdot \sigma_V \quad (3.27)$$

Il termine F che compare nella definizione della spinta V è così definito:

$$F = B \cdot H \cdot \tan \omega \quad (3.28)$$

Per quanto riguarda, invece, la tensione σ_v , essa deriva dalla cosiddetta *silo-theory*, ottenuta per interpretazione dei risultati condotti nel *trap door test*. L'espressione della suddetta tensione cambia a seconda che la verifica sia condotta a breve termine o a lungo termine:

- Condizioni di breve termine:

$$\sigma_V = T \cdot \gamma \left(1 - \frac{s_u}{R \cdot \gamma}\right) \quad (3.29)$$

$$\sigma_V = \frac{R \cdot \gamma - c}{\lambda \cdot \tan \phi} \left(1 - \exp\left(-\frac{\lambda \cdot \tan \phi \cdot T}{R}\right)\right) \quad (3.30)$$

con:

$$R = F/U \quad (3.31)$$

Le grandezze T, λ e U assumono il seguente significato:

- T è l'altezza della colonna;
- λ è il coefficiente di spinta;
- U è il perimetro della sezione della colonna o corpo prismatico.

Il termine s_u rappresenta la resistenza al taglio non drenata, mentre c e ϕ sono i parametri di resistenza definiti in accordo con il criterio di Mohr-Coulomb.

Le equazioni precedentemente viste si complicano nel caso in cui lo scavo sia realizzato sotto falda, dal momento che interviene anche la forza di filtrazione dell'acqua che, in quanto tale, rappresenta un'azione a sfavore di stabilità. La risoluzione del problema idraulico, infatti, richiede la messa a punto di un modello numerico, dove analizzare condizioni transienti particolarmente complesse.

Gli autori hanno proposto una serie di abachi attraverso i quali è possibile risolvere il problema della stabilità in modo grafico, per diverse geometrie e diversi parametri di resistenza del materiale. Nel caso generale, la spinta da applicare al fronte, per unità di area, può essere valutata con la seguente formula:

$$s' = F_0 \gamma' D - F_1 c + F_2 \gamma' (h_0 - D/2) - (F_3 c (h_0 - D/2))/D \quad (3.32)$$

dove:

- s' è la pressione efficace al fronte;

- F_i ($i=0, \dots, 3$) sono coefficienti adimensionali che si determinano per via grafica attraverso l'utilizzo degli abachi di progetto già menzionati in precedenza e riportati in Figura 3.14;
- γ' è il peso di volume efficace;
- D è il diametro di scavo;
- c è la coesione del terreno;
- $\Delta h = h_0 - h_F$, con h_0 altezza della falda e h_F carico piezometrico della camera di scavo.

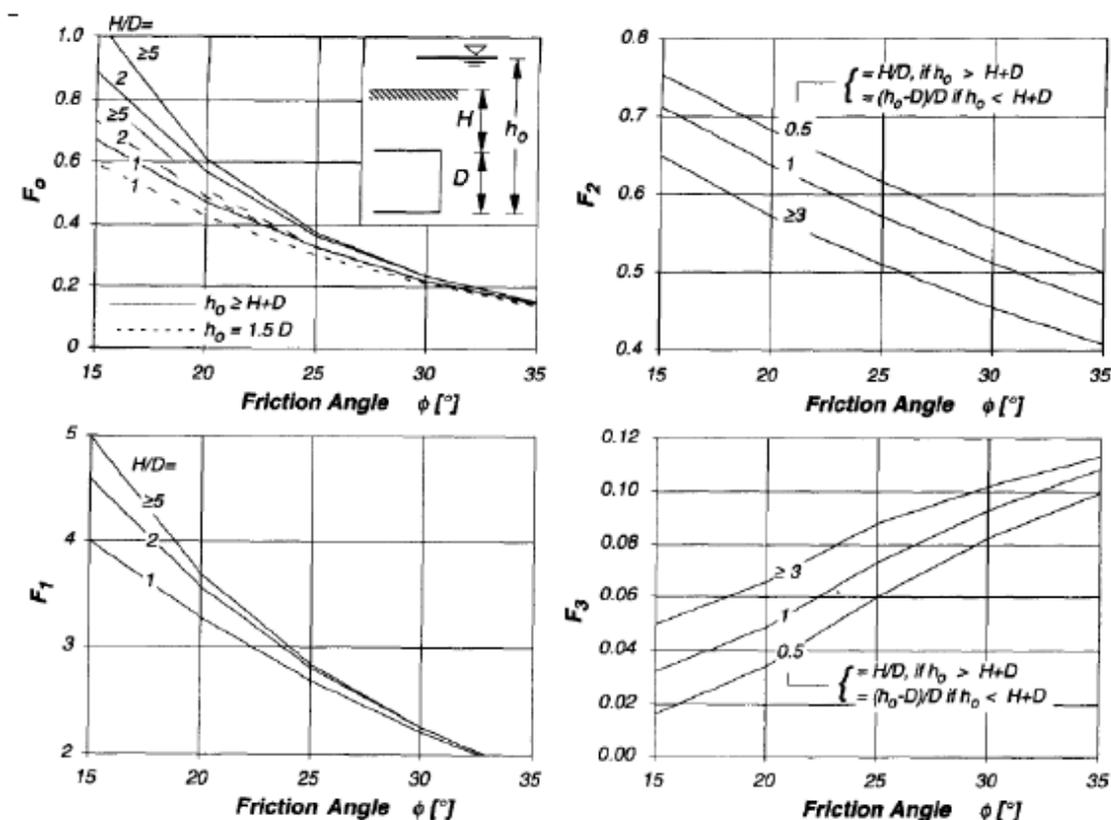


Figura 3.14. Nomogrammi per il calcolo dei coefficiente adimensionali F_0 , F_1 , F_2 , F_3 (Anagnostou e Kovári, 1996)

Si osservi che nella valutazione delle spinte si applicano i seguenti coefficienti di sicurezza, così definiti:

- n_w è il fattore parziale applicato alla pressione dell'acqua;
- n_e è il fattore parziale applicato alla pressione della terra.

Si assumono i seguenti valori:

$$n_w=1.05$$

$$n_e=1.75$$

In aggiunta, al fine di limitare i cedimenti superficiali, si pone l'assenza di qualsiasi disturbo al livello piezometrico dovuto al drenaggio al fronte di scavo, assumendo: $\Delta h = 0$ Infine, occorre tenere conto del fatto che la pressione totale da applicare al fronte di scavo è data dalla somma della quota efficace e di quella dovuta al carico idrostatico, secondo la seguente formulazione:

$$s = s' + s_w \quad (3.33)$$

con:

$$s_w = \gamma_w \cdot h_0 \cdot n_w \quad (3.34)$$

3.9.2 Pressione di sostegno al fronte di scavo

Con riferimento alle caratteristiche geotecniche relative all'unità geotecnica 2, si riporta in [3.12](#) il calcolo della pressione di sostegno al fronte di scavo, attraverso l'applicazione della metodologia appena descritta. In definitiva, si adotta, a favore di sicurezza, il seguente valore

Tabella 3.12. Calcolo della pressione di sostegno al fronte - Sezione 2 - Unità Geotecnica 2

Δh [m]	F_0 [-]	F_1 [-]	F_2 [-]	F_3 [-]	n_e [-]	n_w [-]	s' [kPa]	s_w [kPa]	s [kPa]
0	0.11	0	0.46	0.108	1.75	1.05	13.4	157.5	170.9

di pressione di sostegno: $s' = 200 \text{ kPa} = 2 \text{ bar}$

3.10 Scenari di carico di riferimento per il progetto strutturale

3.10.1 Introduzione

Sulla base delle peculiarità che contraddistinguono il processo di installazione e tenendo conto del fatto che i conci di rivestimento sono strutture prefabbricate, la progettazione strutturale di questi elementi deve prendere in considerazione diversi scenari di carico. Ciò si deve al fatto che, contrariamente a quanto avviene nelle strutture gettate in opera, la condizione di carico più gravosa non coincide necessariamente con lo stato di servizio della struttura stessa. In particolare, il progetto strutturale dei conci di rivestimento segue, allo stato dell'arte, lo schema del metodo di progetto della resistenza, meglio conosciuto nella letteratura scientifica come Strength Design Method, introdotto dall'American Concrete Institute. Tale approccio è coerente con i principi della progettazione strutturale allo stato limite ultimo (SLU), in cui si eseguono le verifiche di resistenza confrontando azione resistente e azione sollecitante, previa applicazione di fattori di sicurezza lato resistenza e lato azione.

3.10.2 Descrizione degli scenari di carico

Gli scenari di carico da considerarsi nella progettazione strutturale del rivestimento in conci prefabbricati di una galleria devono tenere conto delle varie fasi di vita del concio, quali produzione nello stabilimento, stoccaggio e trasporto, movimentazione in cantiere, installazione e condizioni di servizio. Tipicamente, si adotta una classificazione degli scenari di carico in funzione della fase costruttiva cui sono riferiti:

- **fasi produttive e transitorie**
 - Scenario 1: sollevamento del concio dal cassero;
 - Scenario 2: stoccaggio del concio singolo in fase di maturazione;
 - Scenario 3: trasporto;
 - Scenario 4: movimentazione in sito e in galleria;
- **fasi costruttive**
 - Scenario 5: spinta della TBM in fase di avanzamento;
 - Scenario 6: pressione di iniezione dell'intasamento del vuoto anulare concio-ammasso roccioso;
- **fasi associate alle condizioni finali e alla messa in servizio**
 - Scenario 7: tensione geostatica, pressione dell'acqua di falda, sovraccarichi;
 - Scenario 8: *bursting* dei giunti;
 - Scenario 9: eventuali distorsioni aggiuntive;

3.11 Analisi geotecniche delle condizioni di esercizio

3.11.1 Cenni teorici e metodologici

L'obiettivo è ora valutare le sollecitazioni di progetto cui è soggetto il rivestimento in conci prefabbricati, in modo tale da procedere al calcolo delle armature secondo i metodi di verifica delle strutture in calcestruzzo armato definiti dalle Norme Tecniche.

Si utilizza, a tal proposito, il supporto fornito dal codice di calcolo commerciale RS2 (Phase2 9.0), sviluppato da Rocscience. Si tratta di un software agli elementi finiti che permette la risoluzione numerica di problemi geotecnici.

L'approccio seguito per la modellazione dello scavo prevede l'analisi di una sezione di riferimento, ragionando quindi in maniera bidimensionale. Nel dettaglio, in questa sede si considera la sezione di calcolo 2, posta tra le stazioni Italia '61-Regione Piemonte e la stazione Bengasi, in corrispondenza del tratto a maggiore copertura (21.26 m).

Lo scavo è simulato applicando, progressivamente, una pressione interna al contorno del cavo decrescente, attraverso la definizione di opportuni fattori di rilassamento da applicare allo stato tensionale originario. Così operando, si può riprodurre il rilascio tensionale che caratterizza la sezione di riferimento all'avvicinarsi del fronte di scavo.

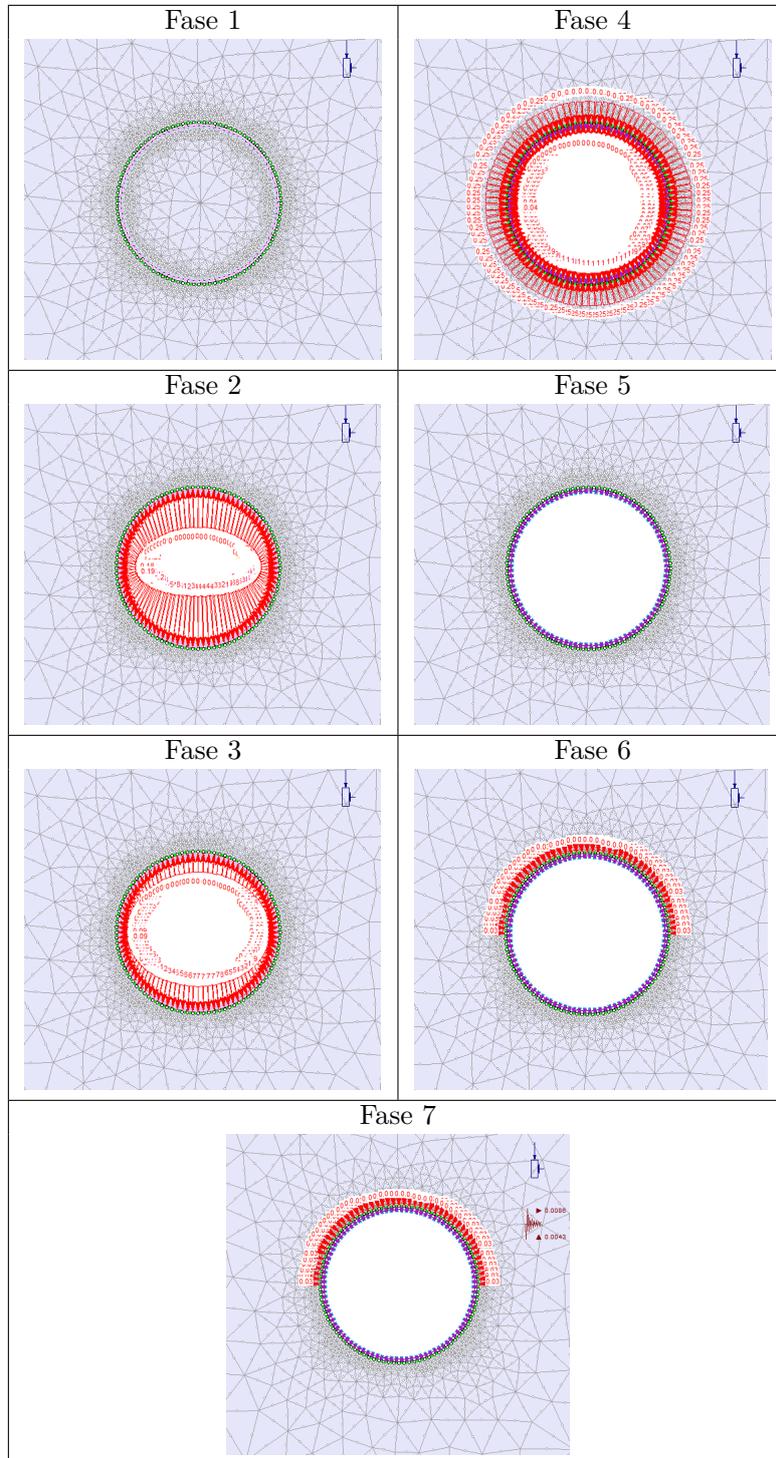
Per tenere conto delle diverse fasi che si susseguono durante la costruzione della galleria si definisce un numero opportuno di *stage*, ossia fasi di analisi in cui si simula il progressivo rilascio tensionale dovuto all'avanzamento dello scavo, l'installazione del rivestimento definitivo e le condizioni di lungo termine, tenendo conto del carico di Terzaghi e dell'azione sismica.

Nel dettaglio, le diverse fasi di modellazione sono di seguito descritte:

1. Fase 1: Inizializzazione del modello dal punto di vista tensionale;
2. Fase 2: Disattivazione degli elementi finiti interni al cavo e applicazione sul contorno di una pressione interna che eguaglia lo stato tensionale originale;
3. Fase 3: Rilascio tensionale pari al 50% della pressione interna originaria;
4. Fase 4: Installazione del rivestimento in conci prefabbricati e riempimento a tergo di malta in pressione. In questa fase, alla malta sono assegnate le proprietà relative allo stato fresco, con una pressione di iniezione dell'ordine di 250 kPa. Il rilascio tensionale raggiunge una quota pari all'80% dello stato tensionale originario;
5. Fase 5: Rilascio tensionale completo. La malta raggiunge le condizioni relative allo stato indurito;
6. Fase 6: Condizioni di lungo termine, con applicazione del carico di Terzaghi;
7. Fase 7: Simulazione dell'azione sismica con il metodo pseudostatico.

In Tabella 3.13 sono raccolte le rappresentazioni delle diverse fasi di modellazione appena analizzate.

Tabella 3.13. Dettaglio del modello numerico in corrispondenza dello scavo nelle diverse fasi di analisi



3.11.2 Costruzione del modello agli elementi finiti

In questa sede, per la costruzione del modello numerico si fa riferimento alla metodologia utilizzata da [AK Ingegneria Geotecnica \(2015\)](#).

La costruzione del modello agli elementi finiti richiede, in primis, la definizione della geometria del problema. La galleria oggetto di analisi è realizzata con una TBM EPB avente una sezione di scavo di diametro pari a 7.76 m.

Per evitare che le condizioni imposte al contorno del dominio influenzino i risultati forniti dal codice di calcolo, si adotta un fattore di espansione del dominio pari ad almeno 10 volte il diametro dello scavo. Si tratta di un ordine di grandezza suggerito dalla pratica progettuale. In questo caso, tale valore è stato arrotondato, per semplicità, a 80 m. Il ricoprimento, in corrispondenza della sezione di interesse, è pari a 21.26 m, definito come distanza tra la calotta della galleria e il piano campagna.

La definizione dello stato tensionale iniziale richiede, anzitutto, di valutare se la galleria è profonda o superficiale. Il discrimine tra queste due categorie è regolato da un rapporto geometrico tra la profondità della galleria H (si considera convenzionalmente il centro della sezione) e il diametro di scavo D , attraverso il quale si definiscono le seguenti categorie:

- $H < 5D$ galleria superficiale;
- $H > 5D$ galleria profonda.

Nel caso oggetto di studio, si rientra nella categoria di galleria superficiale, per cui si assume uno stato tensionale geostatico variabile lungo il dominio, dato che la frontiera superiore del dominio coincide con il piano campagna.

Per fissare in maniera univoca lo stato tensionale geostatico è necessario specificare il valore del coefficiente di spinta a riposo k_0 . Quest'ultimo è ricavato in accordo con la relazione proposta da Jaky (1944), secondo cui:

$$k_0 \approx 1 - \text{sen}\phi' \quad (3.35)$$

Si considera una sezione costituita da un unico strato appartenente all'unità geotecnica 2, ovvero da ghiaie e sabbie da sciolte a debolmente cementate. I parametri geotecnici del terreno, raccolti in Tabella 3.14, sono desunti da quanto ricavato in sede di caratterizzazione geotecnica, adottando una legge costitutiva elastica perfettamente plastica, con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb, dove i parametri di picco assumono il medesimo valore dei parametri residui.

Tabella 3.14. Parametri meccanici del terreno (unità geotecnica 2)

γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	E [MPa]	ν [-]
19	35	15	215	0.3

Sapendo che l'angolo di resistenza al taglio del deposito è pari a 35°, dalla relazione (3.35) è possibile ricavare il coefficiente di spinta a riposo:

$$k_0 \approx 1 - \text{sen}\phi' = 1 - \text{sen}35^\circ = 0.426$$

Si considera inoltre un carico idrostatico posto a una quota di +15 metri rispetto alla calotta della galleria.

Il rivestimento definitivo, in conci prefabbricati in calcestruzzo armato, è modellato introducendo degli elementi trave (*beam*), definiti in accordo con la teoria di Bernoulli. La legge costitutiva è di tipo elasto-plastica, con i relativi parametri meccanici riportati in Tabella 3.15.

Tabella 3.15. Parametri meccanici del rivestimento definitivo in conci prefabbricati

γ [kN/m ³]	f_{cd} [kPa]	f_{ctd} [kPa]	E [MPa]	ν [-]
25	23.5	1.7	28152	0.2

Si osservi che le caratteristiche di deformabilità dell'anello di rivestimento in conci prefabbricati riportate in Tabella 3.15 sono state ottenute secondo le indicazioni fornite da Muir-Wood. Quest'ultimo, infatti, tenendo conto del fatto che gli anelli di rivestimento sono formati da conci prefabbricati in calcestruzzo resi solidali mediante l'installazione di giunti di ripartizione, ha proposto una formulazione per ridurre le caratteristiche di deformabilità dell'intero anello, a partire dalle caratteristiche del singolo concio in calcestruzzo armato. Il fattore di riduzione f da applicare è così definito:

$$f = (4/n_G)^2 + (h_G/h_C)^3 \quad (3.36)$$

Nel caso oggetto di studio, il fattore f assume un valore pari a 0.698.

La malta di iniezione è riprodotta mediante l'introduzione nel modello di elementi elastici con rigidezza variabile passando dallo stato fresco a quello indurito. I parametri meccanici della malta di iniezione sono riportati in Tabella 3.16.

Tabella 3.16. Parametri meccanici della malta di iniezione

γ [kN/m ³]	E_{fresco} [MPa]	$E_{indurito}$ [MPa]	ν_{fresco} [-]	$\nu_{indurito}$ [-]
18.5	5	5000	0.47	0.35

In Figura 3.15 si riporta un'illustrazione del modello numerico considerato per la valutazione delle sollecitazioni sul rivestimento, dove è possibile osservare le condizioni al contorno imposte. Nel dettaglio, sono stati imposti i seguenti vincoli:

- spostamenti liberi in corrispondenza del piano campagna;
- spostamenti in X nulli lungo i bordi verticali del dominio (introduzione di vincoli a carrello);
- spostamenti in Y nulli lungo il bordo orizzontale inferiore (introduzione di vincoli a carrello);
- spostamenti in X e Y nulli in corrispondenza dei vertici inferiori.

La discretizzazione del dominio, anche detta *mesh*, avviene mediante l'introduzione di elementi finiti triangolari a 6 nodi, avendo cura di garantire un adeguato grado di infittimento in corrispondenza del cavo.

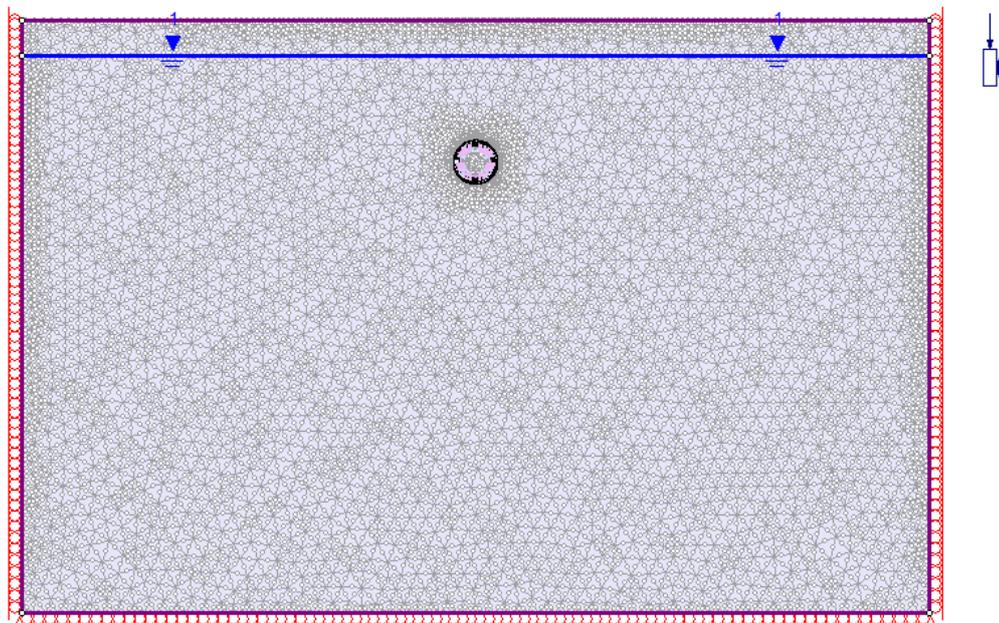


Figura 3.15. Modello agli elementi finiti RS2

3.11.3 Carichi applicati

Le condizioni di carico investigate per la definizione delle sollecitazioni di progetto sono di seguito riportate:

- peso proprio del terreno e del rivestimento: il contributo di carico dovuto al terreno (unità geotecnica) e al rivestimento è preso in considerazione tenendo conto del peso specifico di ogni materiale secondo la direzione della gravità, per qualsiasi elemento presente nel modello. In particolare, nel terreno si impone uno stato tensionale iniziale di tipo geostatico;
- pressione idraulica: l'influenza della falda acquifera è tenuta in considerazione introducendo una linea piezometrica nel modello posta a +15 m rispetto alla calotta della galleria;
- sovraccarichi in superficie: in generale, per le costruzioni in area urbana occorre tenere conto di eventuali sovraccarichi in superficie dovuti alla presenza di costruzioni o attività antropiche. Nel caso specifico, si è scelto, per semplicità, di considerare nulli i carichi in superficie, ovvero una condizione di campo libero;
- pressione di iniezione della malta di riempimento a tergo costante e pari a 250 kPa;
- carico a lungo termine: si considera a tal proposito un carico aggiuntivo di tipo gravitativo, da applicarsi sul rivestimento definitivo, denominato nel seguito p_v .

Risulta opportuno sottolineare che, a rigore, nell'applicazione nel modello della pressione di iniezione dovuta alla malta di riempimento, si dovrebbe tenere conto del fatto che tale pressione sollecita non solo il rivestimento in calcestruzzo, ma anche il terreno circostante. Tuttavia, per semplicità, si è applicato un carico distribuito e costante di entità pari a 250 kPa sul solo rivestimento in calcestruzzo. Questa scelta è motivata dal fatto che la differenza tra la pressione dell'acqua nell'intorno del cavo e la pressione della malta di iniezione è al più di 100 kPa, quindi si può trascurare l'applicazione di una sollecitazione al terreno circostante.

Si osservi che per la definizione del carico gravitativo p_v si è operato secondo le seguenti indicazioni:

- per coperture inferiori a D (diametro equivalente della galleria), si adotta l'intero carico geostatico;
- per coperture uguali a D , nel caso di terreni sciolti o rocce tenere, il carico verticale p_v è calcolato con la formula proposta da Terzaghi (1943) per terreni sciolti:

$$p_v = B \cdot \frac{\gamma' - 2c'/B}{2 \cdot \tan\phi'} \cdot \left(1 - \exp\left(\frac{-2 \cdot H \cdot \tan\phi'}{B}\right)\right) \quad (3.37)$$

dove:

$$B = b + 2 \cdot h \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \quad (3.38)$$

con:

- b =larghezza della galleria;
- h =altezza della galleria;
- γ' =peso specifico alleggerito del terreno;
- c' =coesione;
- ϕ' =angolo di resistenza al taglio;
- H =copertura della galleria.

È importante evidenziare che non è stato applicato, a lungo termine, un carico orizzontale aggiuntivo, rispetto a quello già considerato nello stato tensionale iniziale, in quanto:

- il carico della zona detensionata agisce principalmente come carico verticale (gravitativo) solamente sulla calotta e sulle reni della galleria;
- l'introduzione di un confinamento laterale diminuisce conseguentemente il valore dell'eccentricità degli sforzi normali (assunzione che pertanto non sarebbe cautelativa).

Per quanto concerne il caso oggetto di studio si riportano in Tabella 3.17 i valori assunti dai parametri che concorrono alla determinazione del carico di Terzaghi. Si può concludere che in questo caso occorre applicare un carico distribuito sulla calotta della galleria di entità pari a $p_v = 30.2 \text{ kPa}$.

Tabella 3.17. Determinazione del carico di Terzaghi

b	h	H	ϕ'	c'	γ'	B	p_v
[m]	[m]	[m]	[°]	[kPa]	[kN/m ³]	[m]	[kPa]
3.88	3.88	25.14	35	15	9.19	7.9	30.2

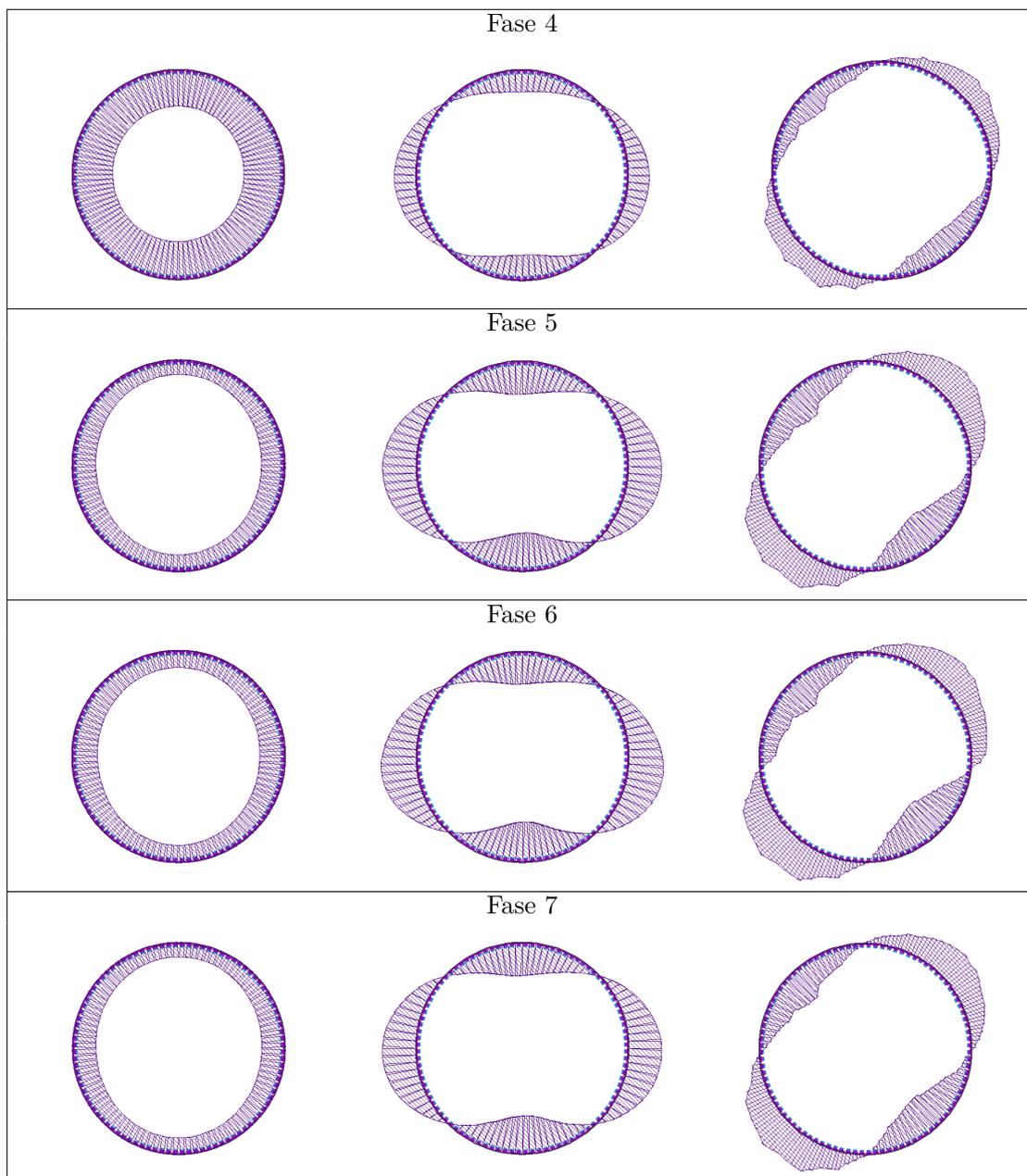
3.11.4 Interpretazione dei risultati

Dall'interpretazione dei risultati forniti dal codice di calcolo è possibile ricavare le sollecitazioni cui è sottoposto il rivestimento in conci prefabbricati durante la fase di installazione e in esercizio. In particolare, ai fini del dimensionamento è di interesse ricavare le sollecitazioni che si sviluppano:

- nella fase 4, ossia alla posa in opera degli anelli di rivestimento con malta di iniezione a tergo nello stato fresco;
- nella fase 5, ossia quando gli anelli di conci prefabbricati sono in opera, la malta di iniezione ha raggiunto lo stato indurito e il rilascio tensionale nella sezione di interesse è completato;
- nella fase 6, ossia nella condizione di lungo termine con applicazione del carico di Terzaghi;
- nella fase 7, ossia durante l'applicazione del sisma di progetto secondo il metodo pseudostatico.

Si riportano in Tabella 3.18 i risultati ottenuti in termini di diagrammi di sforzo normale N , momento flettente M e taglio V . Si noti che la rappresentazione è condotta in termini di valori caratteristici.

Tabella 3.18. Diagrammi di sforzo normale N, momento flettente M e taglio V nelle diverse fasi



Le sollecitazioni più gravose, espresse in termini di valore caratteristico, sono riportate in Tabella 3.19.

Tabella 3.19. Valori caratteristici di sollecitazione

Fase 4			
Condizione	N_k [kN]	M_k [kNm]	V_k [kN]
N_{max}	1100	-24.8	-5.3
N_{min}	996.3	23.2	-3.1
M_{max}	1037.9	27.8	-1.7
M_{min}	1097.1	-25.8	0.4
V_{max}	1039.0	2.6	17.2
V_{min}	1051.1	14.1	-16.9
Fase 5			
Condizione	N_k [kN]	M_k [kNm]	V_k [kN]
N_{max}	624.4	-39.6	-3.3
N_{min}	362.3	36.9	-0.4
M_{max}	424.3	42.7	6.7
M_{min}	620.9	-39.9	0.6
V_{max}	529.2	0.1	26.3
V_{min}	538.3	-4	-25.7
Fase 6			
Condizione	N_k [kN]	M_k [kNm]	V_k [kN]
N_{max}	676.6	-42.1	1.3
N_{min}	440.1	36.0	-0.4
M_{max}	440.2	44.8	-0.7
M_{min}	676.6	-42.1	1.3
V_{max}	559.0	-0.4	28.4
V_{min}	570.3	-5.0	-27.8
Fase 7			
Condizione	N_k [kN]	M_k [kNm]	V_k [kN]
N_{max}	668.8	-41.9	1.6
N_{min}	435.9	44.3	-1.0
M_{max}	435.9	44.3	-1.0
M_{min}	667.0	-41.9	4.0
V_{max}	549.78	3.2	28.0
V_{min}	566.6	-8.5	-27.6

Si osservi che, nella definizione delle caratteristiche della sollecitazione raccolte in Tabella 3.19, si sono adottate le seguenti convenzioni di segno:

- N: positivo se di compressione;
- M: positivo se tende le fibre a intradosso;

Per l'esecuzione delle verifiche di sicurezza, allo stato limite ultimo e di esercizio, occorre applicare ai valori riportati in Tabella 3.19 i coefficienti di sicurezza stabiliti dalle Norme

Tecniche, così da ricavare i valori di progetto delle sollecitazioni, seguendo la procedura illustrata nel seguito.

3.11.5 Verifiche e dimensionamento

Per illustrare le modalità di verifica dei conci in calcestruzzo prefabbricato si fa riferimento, in questa sede, al caso del concio C. La metodologia da seguire è del tutto simile anche per i restanti conci che costituiscono l'anello.

Le verifiche da eseguire riguardano:

- Verifica di SLU a pressoflessione;
- Verifica di SLU a taglio;
- Verifica di SLU a trazione aggiuntiva per taglio;
- Verifica di SLE per fessurazione;
- Verifica di SLE per limitazione delle tensioni.

Come è stato osservato in precedenza, le Norme Tecniche stabiliscono che le verifiche di stato limite ultimo per opere in sotterraneo devono essere eseguite applicando l'approccio progettuale 1, nelle due Combinazioni 1 (A1+M1+R1) e 2 (A2+M2+R2). In realtà, come esaminato da [Sciotti \(2010\)](#), le verifiche di stato limite ultimo di tipo strutturale (STR) possono essere condotte applicando la Combinazione 1 dell'Approccio 1(A1+M1+R1), dove si applicano i coefficienti amplificativi del gruppo A1 alle azioni, mentre ai parametri di resistenza e di resistenza globale si applicano coefficienti unitari, appartenenti, rispettivamente, al gruppo M1 e R1. Di fatto, quindi, le sollecitazioni di progetto allo stato limite ultimo possono essere ricavate applicando i coefficienti amplificativi delle azioni direttamente alle sollecitazioni ([Sciotti, 2010](#)).

Le considerazioni introdotte da [Sciotti \(2010\)](#) qui discusse, in realtà, sono riferite alle Norme Tecniche del 2008, ma non perdono di validità per le nuove Norme Tecniche del 2018 in quanto anche in queste ultime sono previsti i due Approcci progettuali e le relative Combinazioni citate.

Verifica di SLU a pressoflessione

La verifica di SLU a pressoflessione prevede di verificare la validità della seguente relazione:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_d) \geq M_{Ed} \quad (3.39)$$

Si osservi che tale verifica deve essere condotta confrontando le resistenze di calcolo con le sollecitazioni più sfavorevoli, per ogni fase, agenti sul rivestimento in calcestruzzo armato. In particolare, per le fasi 4,5 e 6 le caratteristiche della sollecitazione sono valutate con riferimento alla combinazione fondamentale di SLU (3.13), mentre per la fase 7, in cui si valuta l'effetto dell'azione sismica, si adotta la combinazione di SLU sismica (3.17).

A titolo di esempio, si riporta la procedura di verifica di una sezione tipologica, avente dimensioni pari a 140x30 cm. Si considera un'armatura longitudinale inferiore e superiore pari a 8Φ14.

Le caratteristiche del calcestruzzo sono riportate in Tabella 3.20, mentre le sollecitazioni di progetto sono desunte da quanto riportato in Tabella 3.19, applicando un coefficiente di sicurezza amplificativo delle sollecitazioni pari a 1.3.

Tabella 3.20. Caratteristiche del calcestruzzo

Classe di resistenza [-]	Classe di consistenza [-]	Rapporto a/c [-]	Diametro max aggregati [mm]	Copriferro minimo [mm]
C40/50	S4	≤ 0.5	30	40

Per il calcolo dei valori resistenti di taglio e momento flettente si adottano i valori di progetto delle resistenze dei materiali, ottenuti a partire dall'applicazione dei coefficienti di sicurezza alle corrispondenti grandezze caratteristiche. Si riportano in Tabella 3.21 e Tabella 3.22 le caratteristiche di resistenza di calcestruzzo e acciaio.

Tabella 3.21. Parametri meccanici CLS

Classe CLS	R_{ck} [MPa]	f_{ck} [MPa]	f_{cm} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	$f_{ctk0.05}$ [MPa]	α_{cc} [-]	α_{ct} [-]	γ_c [-]	f_{cd} [MPa]	f_{ctd} [MPa]
C40/50	50	41.5	49.5	3.6	2.5	0.85	1	1.5	23.5	1.7

Tabella 3.22. Parametri meccanici acciaio

Acciaio	f_{yk} [MPa]	γ_s [-]	f_{yd} [MPa]	E_s [MPa]
B450C	450	1.15	391.3	200000

Si osservi che:

- R_{ck} è la resistenza a compressione cubica del calcestruzzo;
- f_{ck} è la resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo ($f_{ck}=0.83 \cdot R_{ck}$);
- f_{cm} è la resistenza media a compressione del calcestruzzo;
- f_{ctm} è la resistenza media a trazione del calcestruzzo;
- $f_{ctk0.05}$ è la resistenza a trazione caratteristica inferiore del calcestruzzo;
- α_{cc} e α_{ct} sono dei coefficienti che tengono conto della riduzione di resistenza che si verifica per una lunga durata di applicazione del carico o per effetti sfavorevoli derivanti dalle modalità di applicazione del carico;
- γ_c è il coefficiente di sicurezza da applicare ai valori caratteristici di resistenza del calcestruzzo;
- f_{cd} è la resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo;
- f_{ctd} è la resistenza a trazione di calcolo del calcestruzzo;
- f_{yk} è la resistenza caratteristica dell'acciaio;

- γ_s è il coefficiente di sicurezza da applicare ai valori caratteristici di resistenza dell'acciaio;
- f_{yd} è la resistenza di calcolo dell'acciaio;
- E_s è il modulo elastico dell'acciaio.

La verifica di resistenza è condotta confrontando le sollecitazioni di progetto con le resistenze di progetto, attraverso la costruzione del diagramma di interazione M-N, riportato in Figura 3.16.

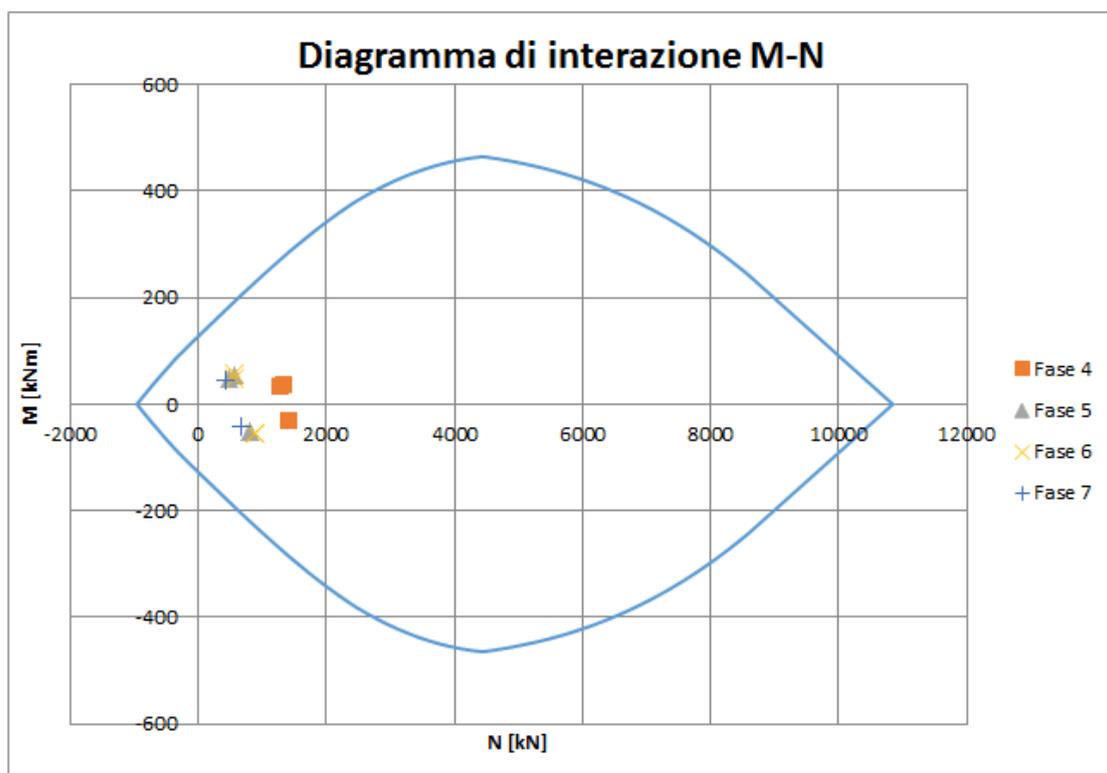


Figura 3.16. Diagramma di interazione M-N: verifica a pressoflessione

Si nota che ciascun punto rappresentante le sollecitazioni di progetto a pressoflessione è interno al dominio di resistenza, per cui la verifica risulta essere soddisfatta. In particolare, sono state riportate le coppie di valori M-N per le condizioni N_{max} , N_{min} , M_{max} e M_{min} , riferite alle diverse fasi di analisi. Si noti, come già anticipato in precedenza, che per la determinazione delle sollecitazioni di progetto relative alla fase 7 si è adottata la combinazione di SLU sismica.

Le armature sono state definite iterativamente, confrontando valori resistenti con i valori sollecitanti e verificando il soddisfacimento dei minimi stabiliti dalle Norme Tecniche.

Verifica di SLU a taglio

In generale, la verifica di SLU a taglio prevede di verificare che:

$$V_{sd} \leq V_{Rd,c} \quad (3.40)$$

dove:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (3.41)$$

Nella formula (3.41) i termini $C_{Rd,c}$, k e ρ_l rappresentano, rispettivamente, la tensione tangenziale resistente di base, un fattore di riduzione di quest'ultima dipendente dall'altezza utile d e il rapporto di armatura longitudinale, così definiti:

$$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c \quad (3.42)$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2.0 \quad (3.43)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02 \quad (3.44)$$

Il termine A_{sl} in (3.44) rappresenta l'area di armatura longitudinale sufficientemente ancorata.

In realtà, per elementi strutturali armati a taglio, come nel caso in esame, la verifica di SLU a taglio si basa sul soddisfacimento della seguente relazione:

$$V_{sd} < (V_{Rd,s}, V_{Rd,max}) \quad (3.45)$$

Di fatto, occorre verificare che la sollecitazione di taglio di progetto sia inferiore al valore minimo tra la resistenza delle armature trasversali e la resistenza dei campi di compressione, assumendo un modello resistente a traliccio dove il meccanismo di resistenza prevede la formazione di un certo numero di tiranti e puntoni, collegati mediante correnti paralleli.

Il taglio resistente delle armature trasversali è così definito:

$$V_{Rd,s} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{ywd} \cdot \cotg\theta \quad (3.46)$$

La formula che esprime la resistenza dei campi di compressione in calcestruzzo è la seguente:

$$V_{Rd,max} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cotg\theta}{1 + \cotg^2\theta} \quad (3.47)$$

Si osservi che:

- d è l'altezza efficace della sezione;
- A_{sw} è l'area di armatura trasversale (staffe);
- s è il passo delle staffe;
- f_{ywd} è la resistenza a snervamento delle staffe;
- θ è l'inclinazione dei campi di compressione, nel meccanismo resistente a tiranti e puntoni;
- b_w è la base compressa della sezione;

La sollecitazione di taglio più gravosa, per quanto concerne la verifica di SLU a taglio, è ricavata andando a ricercare il massimo valore tra quelli forniti dalle combinazioni fondamentali allo SLU (3.13) nelle fasi 4,5 e 6 e quello associato alla combinazione sismica allo SLU (3.17) per la fase 7.

Nel caso oggetto di studio, la massima sollecitazione di taglio si ha in fase 6, pertanto la verifica viene condotta considerando come azione sollecitante di progetto un taglio pari a 36.92 kN, ottenuto moltiplicando il valore caratteristico per un coefficiente di amplificazione delle azioni pari a 1.3. Si adotta una armatura trasversale costituita da staffe a due bracci $\Phi 10/20$, cui corrisponde un'area di $785 \text{ mm}^2/\text{m}$.

Si riportano in Tabella 3.23 i risultati della verifica di SLU a taglio. Si osserva che essendo verificata la relazione (3.45), allora la verifica è soddisfatta.

Tabella 3.23. Verifica di SLU a taglio

Fase	V_d [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	Verifica
6	36.92	172.9	1278.4	$V_d < \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,c})$ ✓

Verifica di SLU – Trazione aggiuntiva nelle armature longitudinali per l'azione del taglio

La suddetta verifica è condotta con riferimento alla sezione maggiormente sollecitata a taglio. Lo scopo consiste nel valutare che l'incremento di forza di trazione dovuta al taglio e al momento ad esso associato non superi la resistenza a trazione delle armature.

Dall'analisi delle sollecitazioni di progetto allo SLU si osserva che la massima azione tagliante è di entità pari a 36.92 kN. Per eseguire la verifica, occorre, anzitutto, valutare l'incremento di forza di trazione lungo l'armatura longitudinale in corrispondenza della sezione maggiormente sollecitata a taglio, secondo la seguente espressione:

$$\Delta F_{td} = 0.5 \cdot V_d \cdot (\cot \theta - \cot \alpha) \quad (3.48)$$

e verificare il soddisfacimento della seguente relazione:

$$M_d/z + \Delta F_{td} \leq M_{d,max}/z \quad (3.49)$$

dove:

- V_d è il taglio agente di calcolo nella sezione in esame;
- θ è l'inclinazione delle bielle di calcestruzzo compresse del meccanismo a traliccio (variabile tra 22° e 45° sull'orizzontale, per le verifiche è stato imposto $\theta = 22^\circ$ in modo da massimizzare la forza di trazione F_{td});
- α è l'inclinazione delle armature trasversali di taglio sull'orizzontale, pari a 90° (armature verticali);
- M_d è il momento flettente agente di calcolo nella sezione;
- z è il braccio della coppia interna, pari a $0.9 \cdot d = 0.250 \text{ m}$ (con d distanza tra l'armatura e il bordo opposto della sezione);

- $M_{d,max}$ è il momento flettente agente massimo di calcolo nell'anello per la fase considerata, pari a 58.24 kNm.

Si può osservare che l'anello di rivestimento è soggetto a sforzi di compressione per tutte le combinazioni considerate, per cui si procede sommando l'incremento di forza ΔF_{td} , dovuto al massimo taglio agente, alle sollecitazioni presenti nell'armatura longitudinale, dovute alle sollecitazioni di sforzo normale N_d e momento flettente M_d . In Tabella 3.24 si riportano le sollecitazioni agenti nella sezione dell'anello caratterizzata dallo sforzo di taglio massimo.

Tabella 3.24. Sollecitazioni caratteristiche e di calcolo della sezione maggiormente sollecitata a taglio

Valori caratteristici			Valori di calcolo		
N_k	M_k	T_k	N_d	M_d	T_d
[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]
559.0	-0.4	28.4	726.7	-0.52	36.92

Si procede ora alla valutazione delle tensioni lungo la sezione di riferimento. Il diagramma delle tensioni è riportato in Figura 3.17. Si osserva che, in corrispondenza dell'armatura sollecitata in misura minore a compressione, si ha una tensione del calcestruzzo pari a 1.59 MPa, cui corrisponde una tensione nell'armatura pari a 23.8 MPa. Quest'ultima è ottenuta applicando un coefficiente di omogeneizzazione pari a 15.

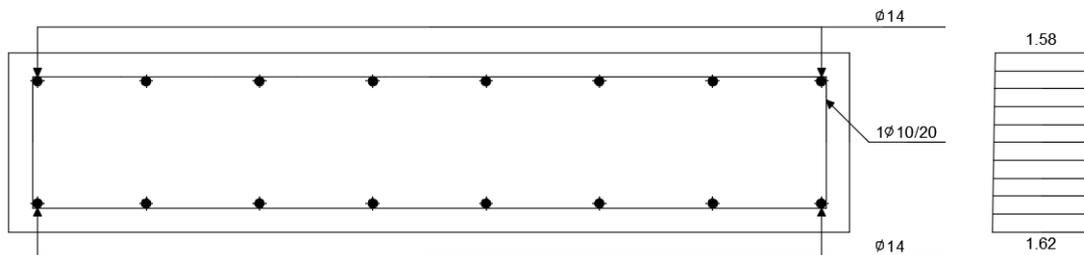


Figura 3.17. Andamento delle sollecitazioni nella sezione maggiormente sollecitata a taglio

Si osservi che in Figura 3.17 sono state riportate le sole armature di calcolo allo SLU di pressoflessione e taglio.

Si valuta ora l'entità della forza di trazione aggiuntiva nell'armatura longitudinale dovuta all'azione tagliante nella sezione, così definita:

$$\Delta F_{td} = 0.5 \cdot 36.92 \cdot (\cot 22^\circ - \cot 90^\circ) + \frac{0.52}{0.250} \leq \frac{58.24}{0.250} \quad (3.50)$$

$$45.7 + 2.1 \leq 233 \quad (3.51)$$

$$\Delta F_{td} = 47.8 \text{ kN} \quad (3.52)$$

Per ricavare la tensione agente lungo l'armatura longitudinale, quindi, è necessario sommare la forza di trazione aggiuntiva dovuta al taglio, da dividersi per l'area di armatura competente, e la tensione associata alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti N_d e M_d :

$$\frac{\Delta F_{td}(V_d, M_{d,max})}{A_s} + \sigma_s(N_d, M_d) = \frac{-47.8 \cdot 1000 \text{ N}}{1231.5 \text{ mm}^2} + 23.8 \text{ MPa} = -15 \text{ MPa} \quad (3.53)$$

Si osserva che il valore di tensione di trazione nelle armature longitudinali, in corrispondenza della condizione di massimo taglio allo SLU, è pari a 15 MPa, ossia un valore inferiore alla tensione di snervamento di progetto dell'acciaio pari a 391.3 MPa. La verifica è pertanto soddisfatta.

Verifica di SLE per fessurazione

La verifica di fessurazione delle strutture in calcestruzzo armato è condotta con la finalità di garantire adeguata durabilità e funzionalità della struttura. Le Norme Tecniche, al punto 4.1.2.2.4, stabiliscono i seguenti stati limite di fessurazione:

- stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed è al più uguale a 0;
- stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è così definita:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1.2} \quad (3.54)$$

- stato limite di apertura delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali: $w_1 = 0.2 \text{ mm}$, $w_2 = 0.3 \text{ mm}$, $w_3 = 0.4 \text{ mm}$.

La scelta dello stato limite di fessurazione è condotta in funzione di quanto definito in Tabella 3.25, a seconda delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature a corrosione. Il grado di severità delle condizioni ambientali è determinato in funzione di quanto definito nel prospetto riportato in Tabella 3.26.

Si osservi inoltre che per armature sensibili si intendono gli acciai da precompressione, mentre le armature poco sensibili corrispondono agli acciai ordinari.

Nel caso oggetto di studio, si rientra in categoria XC2, ossia in condizioni ordinarie con armatura poco sensibile. Occorre quindi verificare il soddisfacimento dei limiti di apertura delle fessure nella combinazione di carico Frequente e Quasi Permanente.

È opportuno evidenziare che, secondo quanto stabilito dalle Norme Tecniche, la verifica può essere condotta seguendo due diverse strategie, con un calcolo diretto delle aperture delle fessure, oppure applicando un metodo indiretto, basato sul soddisfacimento di prefissati limiti geometrici in termini di armatura e spaziatura. Entrambe le strategie sono ammesse da parte delle Norme Tecniche.

Applicando il metodo diretto, si deve appurare che il valore caratteristico di apertura delle fessure w_k , definito in (3.55), non superi i valori nominali w_1 , w_2 e w_3 .

$$w_k = 1.7 \cdot \epsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm} \quad (3.55)$$

dove:

Tabella 3.25. Criteri di scelta per lo stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
a	Ordinarie	Frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		Quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	Frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		Quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	Frequente	form. fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		Quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Tabella 3.26. Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

- ϵ_{sm} è la deformazione media delle barre di armatura;
- Δ_{sm} è la distanza media tra le fessure.

Per calcolare i suddetti parametri, le Norme Tecniche rimandano a “*criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica*”. Ad esempio, è possibile fare riferimento alla Circ. Min. LL.PP. 15/10/1996, n.252, dove sono riportate le espressioni per la valutazione di ϵ_{sm} e Δ_{sm} .

In alternativa, applicando il metodo indiretto, si agisce limitando la tensione di trazione nell’armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura, come riportato in Tabella 3.27 e Tabella 3.28.

In questa sede, si adotta il metodo indiretto per l’esecuzione della verifica allo stato limite di fessurazione. In particolare, si determina la tensione nelle armature per la condizione di momento flettente e sforzo normale massimo, ottenendo i risultati riportati in Tabella 3.29. In particolare, per le fasi 4,5,6 si adotta la combinazione quasi-permanente di SLE (3.16), mentre per la fase 7 si fa riferimento alla combinazione di SLE sismica (3.17). Non essendo presenti carichi variabili, le sollecitazioni di calcolo equivalgono a quelle di progetto, dato che i coefficienti di combinazione sono unitari.

Si osserva quindi che la verifica è soddisfatta, giacché le limitazioni riguardanti la spaziatura tra le armature e il diametro minimo sono rispettate. Si ha, infatti, una spaziatura dell’ordine di 190 mm, con un diametro massimo pari a 14 mm. Si osservi che in Tabella 3.29 le tensioni dell’acciaio sono riportate secondo la seguente convenzione di segno:

- segno +: tensioni di trazione;
- segno -: tensioni di compressione.

Tabella 3.27. Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensioni nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo Φ delle barre [mm]		
	$w_3=0.4$ mm	$w_2=0.3$ mm	$w_1=0.2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella 3.28. Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensioni nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre [mm]		
	$w_3=0.4$ mm	$w_2=0.3$ mm	$w_1=0.2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Tabella 3.29. Calcolo delle tensioni nelle armature per la verifica di SLE di fessurazione

Fase	Condizione	N_k [kN]	M_k [kNm]	σ_s [MPa]
6	N_{max}	676.6	-42.1	-3.5
	M_{max}	440.2	44.8	19.8
	M_{min}	676.6	-42.1	-3.5

Verifica di SLE per limitazione delle tensioni

La verifica di SLE per limitazione delle tensioni si basa sul controllo delle tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio, in modo tale da verificare il soddisfacimento dei limiti stabiliti dalle Norme Tecniche.

Per il calcestruzzo occorre verificare che la massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c valutata, rispettivamente, in combinazione caratteristica e in combinazione quasi permanente, rispetti le seguenti limitazioni:

$$\sigma_c < k_1 \cdot f_{ck} \quad (3.56)$$

$$\sigma_c < k_2 \cdot f_{ck} \quad (3.57)$$

Alcune osservazioni:

1. i coefficienti k_1 e k_2 sono forniti dalle Norme Tecniche e valgono, rispettivamente, 0.6 e 0.45;
2. la limitazione in combinazione caratteristica è obbligatoria, mentre quella in combinazione quasi permanente è facoltativa; tuttavia, nella pratica progettuale risulta conveniente eseguire la verifica secondo la limitazione in combinazione quasi permanente, poiché ciò consente di assumere valida la teoria della viscoelasticità lineare, semplificando le modalità di esecuzione del controllo.

Per l'acciaio, occorre verificare, in combinazione caratteristica, la seguente limitazione:

$$\sigma_s < k_3 \cdot f_{yk} \quad (3.58)$$

Tuttavia, se la tensione nell'acciaio è dovuta solamente a deformazioni imposte, come variazioni termiche o ritiro, si considera la seguente:

$$\sigma_s < k_4 \cdot f_{yk} \quad (3.59)$$

I termini k_3 e k_4 assumono, rispettivamente, un valore pari a 0.8 e 1.0.

Nel caso oggetto di studio, le tensioni di esercizio devono essere limitate ai seguenti valori:

- $\sigma_{c,lim} = 0.45 \cdot 41.5 = 18.7 \text{ MPa}$
- $\sigma_{s,lim} = 0.70 \cdot (-450) = -315 \text{ MPa}$

Si osservi che in tale contesto le tensioni di compressione sono espresse con il segno positivo, mentre le tensioni di trazione sono definite con il segno negativo.

Si riportano, in Tabella 3.30, i risultati delle verifiche di SLE per limitazione delle tensioni. Le tensioni nel calcestruzzo sono state ricavate con riferimento alla combinazione quasi-permanente di SLE (3.16), mentre per quanto concerne l'acciaio si è utilizzata la combinazione caratteristica (3.14). In realtà, data l'assenza di carichi variabili, le sollecitazioni di progetto equivalgono ai valori caratteristici dato che i coefficienti di combinazione delle azioni sono unitari.

Dall'analisi dei risultati riportati in Tabella 3.30 si può osservare il soddisfacimento dei limiti stabiliti dalle Norme Tecniche.

Tabella 3.30. Verifica di SLE per limitazione delle tensioni

Fase	Condizione	N_k [kN]	M_k [kNm]	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	Verifica	σ_s [MPa]	$\sigma_{s,lim}$ [MPa]	Verifica
6	N_{max}	676.6	-42.1	3.3	18.7	✓	3.5	-315.0	✓
6	M_{max}	440.2	44.8	3.4	18.7	✓	-19.8	-315.0	✓
6	M_{min}	676.6	-42.1	3.3	18.7	✓	3.5	-315.0	✓

3.12 Analisi e verifiche strutturali in condizioni transitorie

3.12.1 Generalità

Il rivestimento della galleria è formato da conci in calcestruzzo armato. Trattandosi di elementi strutturali prefabbricati, in sede di dimensionamento, occorre prendere in considerazione non solo gli scenari di carico analizzati in precedenza, ma anche le fasi di costruzione, stoccaggio e movimentazione. A queste si deve lo sviluppo di azioni di taglio e momenti flettenti che implicano l'esecuzione di verifiche strutturali aggiuntive. In questo modo, è possibile correggere i quantitativi di armatura ottenuti a valle del dimensionamento per le condizioni di esercizio. In altre parole, il dimensionamento strutturale di ciascun concio è un processo iterativo in cui, partendo dal quantitativo di armatura ricavato per lo scenario precedente, si eseguono le verifiche e, se non soddisfatte, si aggiorna l'armatura.

Nella definizione degli scenari di carico si deve tenere conto che il concio è dapprima staccato all'interno di un impianto produttivo che non necessariamente è posto nelle immediate vicinanze del cantiere. Di conseguenza, oltre alle fasi costruttive, occorre considerare anche la fase di trasporto al cantiere. Inoltre, è necessario analizzare gli effetti, in termini di sollecitazioni, durante il sollevamento e il montaggio, così come nelle fasi costruttive che precedono la definitiva messa in opera.

In sintesi, le fasi transitorie che caratterizzano la vita del singolo concio, prima che siano raggiunte le condizioni di esercizio, possono essere suddivise in:

1. scassero e prima movimentazione del concio nell'impianto di prefabbricazione;
2. appoggio accidentale in cantiere;
3. stoccaggio dell'intero anello in fase di maturazione e trasporto;
4. sollevamento e montaggio del concio tramite l'erettore con sistema vacuum della TBM;
5. spinta dei martinetti della TBM;
6. pressione di iniezione dell'intasamento del vuoto anulare concio-terreno;
7. compressione alla faccia del giunto.

Contrariamente a quanto avviene durante le verifiche di esercizio, dove le resistenze si mantengono costanti nelle diverse fasi, in alcune delle fasi sopra riportate il calcestruzzo non raggiunge la maturazione completa, per cui a ogni fase si devono definire con attenzione le resistenze e le azioni ad essa associate.

Per tenere conto del fatto che il calcestruzzo non raggiunge una maturazione completa, nelle verifiche strutturali occorre adottare dei valori resistenti corrispondenti a delle classi di resistenza inferiori rispetto a quella di progetto del calcestruzzo.

La valutazione delle classi di resistenza nelle diverse fasi di lavorazione, che dipendono dal grado di maturazione e quindi dalla distanza temporale dal getto, può essere effettuata sfruttando la relazione proposta dall'Eurocodice 2, secondo cui il rapporto tra la resistenza media a compressione $f_{cm}(t)$ a un generico istante di tempo t e la resistenza a compressione media a 28 giorni $f_{cm,28}$ è così definita:

$$f_{cm}(t)/f_{cm,28} = \beta_{cc}(t) = \exp \{s \cdot [1 - (28/t)^{1/2}]\} \quad (3.60)$$

dove s è un coefficiente moltiplicativo, funzione della tipologia di cemento (R, N, S), rispettivamente pari a 0.20 (R), 0.25 (N) e 0.38 (S).

L'andamento della rapporto $\beta_{cc}(t)$, per le diverse tipologie di cemento, è riportato in Figura 3.18.

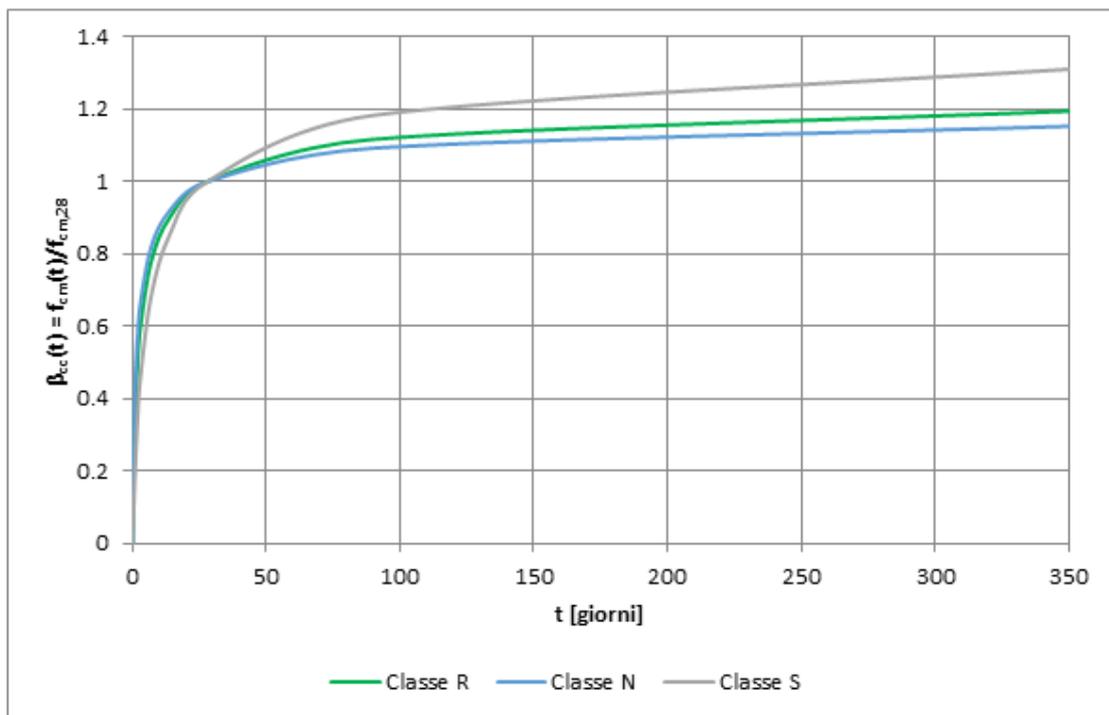


Figura 3.18. Andamento del rapporto $\beta_{cc}(t)$ in funzione delle diverse tipologie di cemento

Si ipotizza, nel caso oggetto di studio, l'utilizzo di un cemento tipo N, adottando le classi di resistenza riportate in Tabella 3.31.

Si osservi che la definizione delle classi di resistenza equivalenti del calcestruzzo per le diverse fasi transitorie dipende da diversi fattori, quali l'organizzazione logistica dell'impianto di produzione e del cantiere e la distanza dell'impianto di produzione dal cantiere. Di conseguenza, non esiste un metodo generale per determinare le classi di resistenza equivalenti, poiché queste ultime dipendono dai tempi che intercorrono tra la produzione e la fase transitoria considerata nello specifico caso oggetto di studio.

Tabella 3.31. Caratteristiche di resistenza del calcestruzzo per le verifiche in condizioni transitorie (AK Ingegneria Geotecnica, 2015)

Verifica	Classe di resistenza equivalente del calcestruzzo	
	C [f_{ck} , R_{ck}]	
scassero	C12/15	
appoggio accidentale in cantiere	C16/20	
stoccaggio di un anello	C20/25	
sollevamento e montaggio erettore TBM	C40/50	
spinta martinetti idraulici	C40/50	

3.12.2 Scassero e prima movimentazione del concio nell'impianto di prefabbricazione

La prima condizione transitoria sperimentata dal concio riguarda la fase di rimozione del cassero, di cui è riportata una rappresentazione in Figura 3.19, e la successiva prima movimentazione all'interno dell'impianto di prefabbricazione. Le azioni cui è soggetto l'elemento strutturale sono da imputarsi alla vibrazione e alle forze di adesione che si sviluppano tra il concio e il cassero stesso.



Figura 3.19. Dettaglio della fase di rimozione del cassero all'interno di un impianto produttivo

È importante osservare che, in questa prima fase transitoria, il calcestruzzo è ancora umido e non ha raggiunto la completa maturazione. Di conseguenza, nel calcolo delle sollecitazioni occorre incrementare il peso specifico per tenere conto del grado di umidità non ancora

dissipato. Come ordine di grandezza, si può definire un incremento percentuale pari al 2%, per cui nel calcolo si considera un peso specifico del calcestruzzo armato umido pari a:

$$\gamma_{cls,u} = \gamma_{cls} \cdot \gamma_u = 25 \cdot 1.02 = 25.5 \text{ kN/m}^3$$

In aggiunta, si deve considerare una classe di resistenza del calcestruzzo armato inferiore al valore a maturazione completata. Si assume a tal proposito di raggiungere una resistenza minima corrispondente alla classe C12/15.

La strategia da seguire per il calcolo delle sollecitazioni di progetto varia a seconda che il sistema di sollevamento e di scasso sia a forcina oppure a vacuum.

In questa sede si ipotizza l'utilizzo di un sistema a vacuum, secondo lo schema riportato in Figura 3.20.

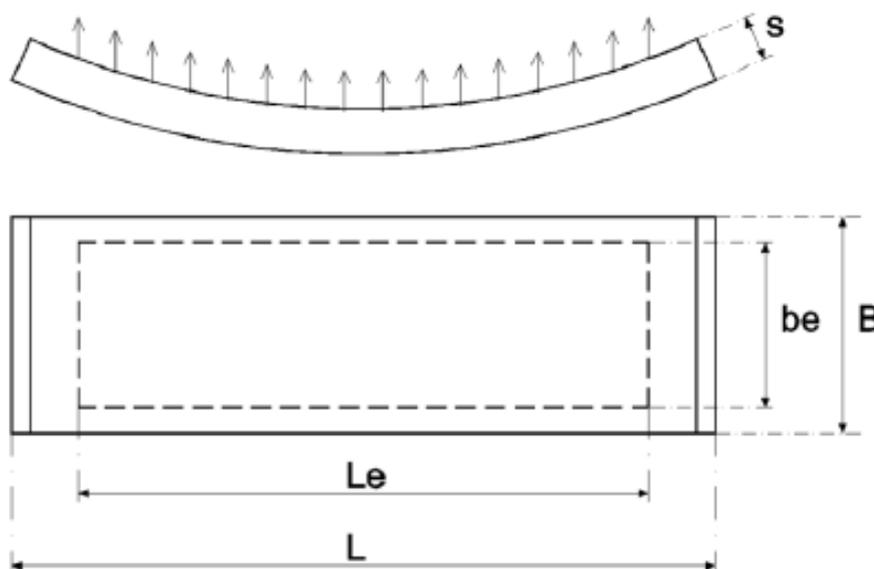


Figura 3.20. Schema del sistema di movimentazione e scasso dei conci a vacuum (AK Ingegneria Geotecnica, 2015)

In tale schema, il termine b_e rappresenta la larghezza dell'ereuttore, mentre L_e definisce la lunghezza.

Preliminarmente al calcolo delle sollecitazioni è utile fissare le grandezze di riferimento utilizzate per l'esecuzione dell'analisi. Queste ultime sono di seguito elencate:

- volume del concio V ;
- peso proprio del concio W_C ;
- larghezza del concio B ;
- lunghezza del concio L ;
- spessore del concio t ;
- peso specifico del calcestruzzo armato γ_{cls} ;

- coefficiente di umidità del concio γ_u ;
- coefficiente dinamico γ_{din} ;
- coefficiente parziale SLU γ_A ;
- tensione di aderenza concio-cassero σ_a .

I valori assunti dai suddetti parametri, con riferimento al caso oggetto di studio, sono richiamati in Tabella 3.32.

Tabella 3.32. Grandezze di riferimento per l'analisi della condizione di scassero e prima movimentazione

V	γ_{cls}	γ_u	W_C	B	L	t	γ_A	γ_{din}	σ_a
[m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[kPa]
1.9074	25	1.02	48.6	1.4	4.4	0.3	1.4	1.5	10

Per valutare le sollecitazioni di progetto, necessarie per l'esecuzione delle verifiche allo SLE e allo SLU, occorre anzitutto definire i valori caratteristici di sollecitazione. Per fare ciò, si adottano le relazioni 3.61 e 3.62, in modo da individuare, rispettivamente, i valori massimi di momento flettente e taglio. A questi si applicano successivamente i fattori parziali di sicurezza lato azioni, a seconda della verifica che si sta effettuando (1.4 per lo SLU e 1.0 per lo SLE).

$$M_{Sk} = (p + f) \cdot [(L - L_e)/2]^2 \cdot \frac{B}{2} \quad (3.61)$$

$$V_{Sk} = (p + f) \cdot [(L - L_e)/2] \cdot B \quad (3.62)$$

Si osservi che, nelle equazioni 3.61 e 3.62, i termini p e f rappresentano, rispettivamente, il peso di calcolo per ogni metro di concio e la forza di adesione concio-cassero, così definiti:

$$p = \gamma_{cls,u} \cdot t \cdot B \quad (3.63)$$

$$f = B \cdot \sigma_a \quad (3.64)$$

I termini L_e e b_e , ossia le caratteristiche geometriche dell'ereuttore, sono riportati in Tabella 3.33.

Tabella 3.33. Parametri geometrici dell'ereuttore a vacuum

L_e	b_e
[m]	[m]
3	1

Si illustrano ora i risultati delle verifiche allo SLE e allo SLU.

In questo contesto, essendo la sezione resistente sollecitata a sola flessione, è possibile eseguire la verifica di SLE per formazione delle fessure accertando che il momento sollecitante sia inferiore al momento di fessurazione, definito attraverso la seguente relazione:

$$M_{fess} = f_{ctm} \cdot \frac{b \cdot h^2}{6} \quad (3.65)$$

dove f_{ctm} è la resistenza media a trazione del calcestruzzo, così definita:

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (3.66)$$

La verifica per limitazione delle tensioni è condotta in modo del tutto simile a quanto già illustrato, con le stesse limitazioni tensionali riportate precedentemente.

I risultati delle verifiche allo SLE, raccolti in Tabella 3.34, dimostrano il soddisfacimento di quanto imposto dalle Norme Tecniche.

Tabella 3.34. Verifica di SLE - Fase di scassero e prima movimentazione

N_d [kN]	M_d [kNm]	M_{fess} [kNm]	Verifica	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	Verifica	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{s,lim}$ [MPa]	Verifica
0	8.5	33	✓	1.0	18	✓	-29.6	-315	✓

Le verifiche allo SLU per pressoflessione e taglio sono raccolte, rispettivamente, in Tabella 3.35 e Tabella 3.36. Si osserva, quindi, che l'armatura predisposta in precedenza è tale da soddisfare le richieste di resistenza anche nella fase transitoria di scassero e prima movimentazione, pertanto non occorre applicare alcuna correzione al quantitativo predisposto in precedenza.

Tabella 3.35. Verifica di SLU per pressoflessione - Fase di scassero e prima movimentazione

N_d [kN]	M_d [kNm]	M_{Rd} [kNm]	Verifica $M_{Rd} > M_{Sd}$
0	11.9	113.7	✓

Tabella 3.36. Verifica di SLU a taglio - Fase di scassero e prima movimentazione

V_d [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	Verifica $V_d < \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,c})$
33.9	172.9	438.3	✓

In realtà, sovente nella pratica progettuale è necessario tenere in considerazione gli effetti dinamici legati al sollevamento e alla movimentazione del concio, che possono essere responsabili di un incremento dei valori di sollecitazione sperimentati dal concio.

Per la fase transitoria di scassero e prima movimentazione, gli effetti dinamici possono essere inclusi nel dimensionamento strutturale attraverso l'introduzione di un coefficiente dinamico γ_{din} , che è posto pari a 1.5. Tale coefficiente è applicato al peso per metro di concio p , attraverso la seguente espressione:

$$p = \gamma_{din} \cdot \gamma_{cls,u} \cdot t \cdot B \quad (3.67)$$

In questo modo, è possibile valutare le sollecitazioni di progetto per le verifiche di SLU e SLE in maniera del tutto analoga a quanto fatto in precedenza. In Tabella 3.37, 3.38 e 3.39 sono riportati i risultati delle verifiche di SLE e SLU, valide anche per coprire gli effetti dinamici cui è soggetto il concio.

Tabella 3.37. Verifica di SLE - Fase di scassero e prima movimentazione (inclusi effetti dinamici)

N_d [kN]	M_d [kNm]	M_{fess} [kNm]	Verifica	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	Verifica	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{s,lim}$ [MPa]	Verifica
0	10.3	33	✓	1.21	18	✓	-35.97	-315	✓

Tabella 3.38. Verifica di SLU per pressoflessione - Fase di scassero e prima movimentazione (inclusi effetti dinamici)

N_d [kN]	M_d [kNm]	M_{Rd} [kNm]	Verifica $M_{Rd} > M_{Sd}$
0	14.4	113.7	✓

Tabella 3.39. Verifica di SLU a taglio - Fase di scassero e prima movimentazione (inclusi effetti dinamici)

V_d [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	Verifica $V_d < \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,c})$
41.3	172.9	438.3	✓

In realtà, le verifiche appena illustrate possono essere sintetizzate in un'unica verifica, che includa fin da subito gli effetti dinamici, semplicemente adottando il coefficiente di sicurezza dinamico nelle espressioni relative al solo scassero. In questa sede si è operato scindendo le due verifiche con il fine di evidenziare per quale motivo si introduce il coefficiente di sicurezza dinamico, evitando possibili fonti di ambiguità. Tale approccio verrà adottato anche nel seguito della trattazione.

3.12.3 Appoggio accidentale in cantiere

Nella pratica progettuale, tra le possibili condizioni transitorie in cui si viene a trovare il concio, si considera anche l'appoggio accidentale in cantiere. Tale eventualità, a rigore, sarebbe da evitare perché può indurre una fessurazione eccessiva che mina l'integrità del concio stesso.

Si fa riferimento, ai fini della verifica strutturale, alla situazione in cui l'appoggio avviene sul lato convesso. Non si considera lo scenario di appoggio sul lato concavo, poiché fortemente asimmetrica, data la geometria del concio (a farfalla), dando luogo a sollecitazioni puntuali e danneggiamento irreversibile dei giunti.

La verifica è condotta sulla sezione resistenze dell'elemento strutturale, con riferimento allo schema di appoggio riportato in Figura 3.21.

In maniera del tutto simile a quanto svolto in precedenza, si procede con l'esecuzione delle analisi allo SLE e, successivamente, allo SLU. In tale fase, secondo quanto già anticipato in Tabella 3.31, si adotta una classe di resistenza equivalente a C16/20.

In Tabella 3.40 sono raccolti i risultati delle analisi allo SLE per la fase di appoggio accidentale in cantiere, dove è possibile osservare il soddisfacimento delle verifiche sia per quanto concerne lo SLE di fessurazione, sia per lo SLE di limitazione delle tensioni.

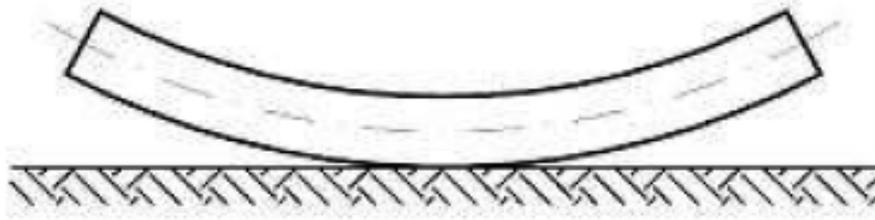


Figura 3.21. Schema di appoggio accidentale del concio (AK Ingegneria Geotecnica, 2015)

Tabella 3.40. Verifica di SLE - Fase di appoggio accidentale in cantiere

N_d [kN]	M_d [kNm]	M_{fess} [kNm]	Verifica	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	Verifica	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{s,lim}$ [MPa]	Verifica
0.4	28.0	40	✓	2.43	18	✓	-100.7	-315	✓

Infine, in Tabella 3.41 e Tabella 3.42 sono riportate le verifiche allo SLU per pressoflessione e taglio. Anche in questo caso, risultano essere soddisfatte con l'armatura definita in precedenza e si può quindi procedere all'analisi delle successive condizioni transitorie.

Tabella 3.41. Verifica di SLU per pressoflessione - Fase di appoggio accidentale in cantiere

N_d [kN]	M_d [kNm]	M_{Rd} [kNm]	Verifica $M_{Rd} > M_{Sd}$
0.6	39.2	116.1	✓

Tabella 3.42. Verifica di SLU - Fase di appoggio accidentale in cantiere

N_d [kN]	V_d [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	Verifica $V_d < \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,c})$
0.6	36.9	345.7	414.8	✓

3.12.4 Stoccaggio di un anello in fase di maturazione e trasporto

A livello logistico, lo stoccaggio è la fase transitoria che segue l'estrazione del concio dal cassero. Infatti, una volta completata la rimozione dal cassero, i conci che costituiscono un singolo anello sono raggruppati, così da facilitarne la gestione all'interno dell'impianto di prefabbricazione. Tipicamente, il raggruppamento avviene per impilaggio, come si può osservare in Figura 3.22.

In sede di progettazione è importante studiare accuratamente la geometria degli appoggi, costituiti in genere da prismi in legno. La loro disposizione si traduce in una differente distribuzione delle sollecitazioni nell'elemento strutturale, dato che si modifica lo schema statico.



Figura 3.22. Esempio di stoccaggio tramite impilaggio dei conci prefabbricati in un impianto di produzione

La metodologia di dimensionamento più consolidata prevede di fare riferimento a due diversi schemi di impilaggio, così come riportato in Figura 3.23. Lo schema (a), detto di impilaggio a regola d'arte, rappresenta la condizione ideale in cui il raggruppamento dei conci avviene seguendo fedelmente le disposizioni geometriche di progetto. Lo schema (b), per contro, presenta alcuni appoggi disallineati rispetto agli altri, con una certa eccentricità sia verso l'interno che verso l'esterno. L'introduzione dello schema (b) è giustificabile con la necessità di prendere in considerazione, in sede di progettazione, la possibilità che durante lo stoccaggio dei conci intervengano dei fattori di imprecisione nella disposizione degli appoggi e dei vincoli. Di conseguenza, giacché interviene una variazione dello schema statico rispetto alla disposizione a regola d'arte, bisogna tenerne conto in modo tale da eseguire il dimensionamento con le sollecitazioni a esso associate.

Con riferimento agli schemi di Figura 3.23, è possibile illustrare la metodologia di dimensionamento per lo scenario oggetto di analisi. Così come svolto in precedenza, si considera il concio C che, essendo il più pesante, nello schema di impilaggio è posto alla base del raggruppamento. Si osservi che gli appoggi sono disposti a 1.9 m l'uno dall'altro, mentre nello schema disallineato si considera un'eccentricità pari a 0.15 metri degli appoggi posti al di sopra del concio C.

In tale fase, i processi di maturazione del calcestruzzo non possono ancora considerarsi completati, pertanto si adotta, come riportato in Tabella 3.31, una resistenza corrispondente alla classe C20/25.

In questa sede la valutazione delle sollecitazioni è condotta facendo riferimento a uno schema semplificato di travi continue a due appoggi e due sbalzi. I parametri geometrici delle travi, ovvero dei conci, sono di seguito elencati:

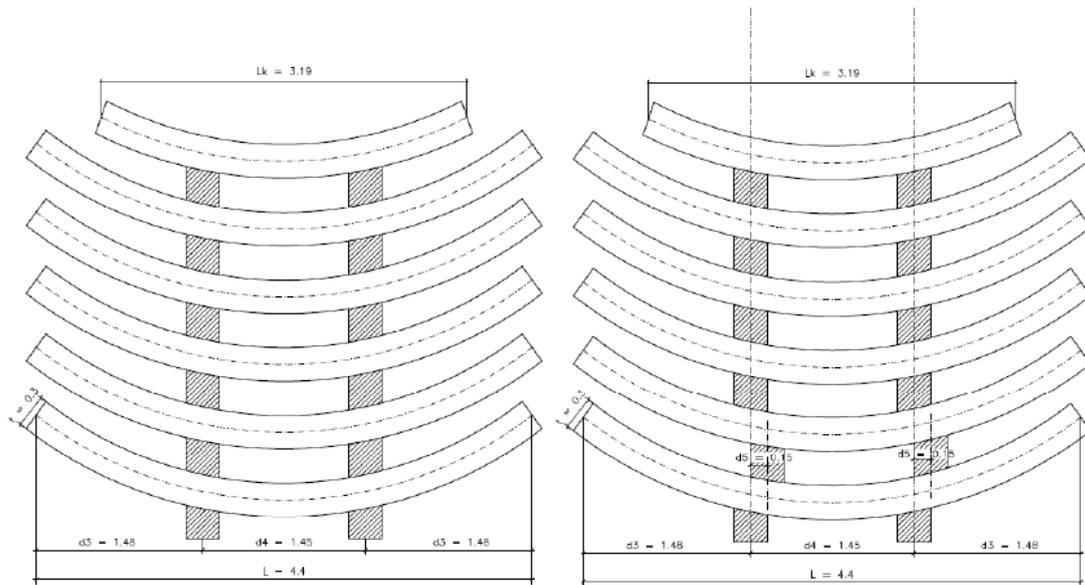


Figura 3.23. Disposizioni di impilaggio dei conci: schema (a) impilaggio a regola d'arte; schema (b) impilaggio disallineato. (AK Ingegneria Geotecnica, 2015)

- lunghezza del concio $L=4.4$ m;
- larghezza del concio $B=1.4$ m;
- spessore del concio $t=0.3$ m;
- lunghezza dello sbalzo $d_3=1.48$ m;
- distanza tra gli appoggi $d_4=1.45$ m;
- distanza disallineamento (eccentricità) $d_5=0.15$ m;
- lunghezza del concio di chiave $L_k=3.19$ m.

Una volta fissate le caratteristiche geometriche, occorre procedere con la valutazione delle azioni agenti sul concio oggetto di studio e, in seguito, alla valutazione delle sollecitazioni.

Le azioni agenti sul concio C sono il peso proprio del concio e le reazioni scaricate dagli appoggi sui quali grava il peso dei conci superiori. I valori caratteristici sono valutabili attraverso le seguenti espressioni:

- Peso proprio:

$$p_k = \gamma_{cls} \cdot t \cdot B \quad (3.68)$$

- Disallineamento appoggio:

$$P_k = m \cdot p \cdot (L/2) + k \cdot p \cdot (L_k/2) \quad (3.69)$$

Si osservi che nella relazione 3.69 il termine m definisce il numero di conci, escluso la chiave, posti al di sopra del concio di base (4), mentre k definisce il numero di conci di chiave (1). Le sollecitazioni caratteristiche, valutate in corrispondenza dell'appoggio di continuità, possono essere definite attraverso le seguenti relazioni:

- Momento massimo M_k :

$$M_k = p \cdot d_3^2/2 + P \cdot d_5 \quad (3.70)$$

- Taglio massimo dovuto al peso proprio:

$$Q_{pp,k} = p_k \cdot (L/2) \quad (3.71)$$

- Taglio dovuto al disallineamento:

$$Q_{P,k} = \beta \cdot P_k = (d_5/(2 \cdot d)) \cdot P_k \quad (3.72)$$

- Taglio totale:

$$V_k = Q_{pp,k} + Q_{p,k} \quad (3.73)$$

Occorre specificare che nell'espressione 3.72 si è applicato un coefficiente β , funzione dell'eccentricità d_5 e dell'altezza utile della sezione resistente d . Tale coefficiente può essere adottato per ridurre il taglio sollecitante dovuto ai carichi applicati superiormente e a una distanza $0.5d \leq d_5 \leq 2d$ dal bordo del supporto, a patto che l'armatura longitudinale sia completamente ancorata in corrispondenza della zona di vincolo. Nel caso oggetto di studio, tale coefficiente assume un valore pari a 0.3.

Le sollecitazioni caratteristiche, ottenute per applicazione delle relazioni sopra espote, sono raccolte in Tabella 3.43.

Tabella 3.43. Sollecitazioni caratteristiche – Fase di stoccaggio e maturazione

p_k [kN/m]	P_k [kN]	M_k [kNm]	$Q_{pp,k}$ [kN]	$Q_{p,k}$ [kN]	V_k [kN]
10.5	109.1	27.9	23.1	32.7	55.8

È ora possibile eseguire le verifiche allo SLE e allo SLU associate alla fase transitoria di stoccaggio e prima movimentazione, in modo del tutto analogo a quanto visto nelle fasi precedenti. In Tabella 3.44 sono raccolte le verifiche allo SLE, dove è possibile osservare il soddisfacimento sia dello SLE a fessurazione che dello SLE per limitazione delle tensioni.

Tabella 3.44. Verifica di SLE a fessurazione e per limitazione delle tensioni – Fase di stoccaggio

M_d [kNm]	M_{fess} [kNm]	Verifica	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	Verifica	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{s,lim}$ [MPa]	Verifica
27.9	47.6	✓	3.5	18.7	✓	-96.8	-315	✓

Le verifiche allo SLU a pressoflessione e a taglio sono sintetizzate in Tabella 3.45. Si osservi che per il calcolo delle sollecitazioni occorre applicare il coefficiente γ di combinazione parziale allo SLU.

Si osservi, infine, che le verifiche di sicurezza allo SLE e allo SLU sono valide anche per la fase di trasporto a patto che ai valori di progetto delle sollecitazioni sia applicato un coefficiente di sicurezza dinamico $\gamma_{din} = 1.5$.

Per tenere conto della fase di trasporto, quindi, è sufficiente replicare le verifiche svolte in precedenza e applicare ai valori di progetto delle sollecitazioni di riferimento il coefficiente di sicurezza dinamico, incrementando del 50% il valore assunto da queste ultime.

Tabella 3.45. Verifiche allo SLU per pressoflessione e taglio – Fase di stoccaggio

M_{Sd} [kNm]	M_{Rd} [kNm]	Verifica	V_{Sd} [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	Verifica $V_d < \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,c})$
39.1	118.3	✓	78.2	172.9	702.8	✓

Tabella 3.46. Verifica di SLE a fessurazione e per limitazione delle tensioni – Fase di stoccaggio (incluso trasporto)

M_d [kNm]	M_{fess} [kNm]	Verifica	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	Verifica	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{s,lim}$ [MPa]	Verifica
41.9	47.6	✓	5.3	18.7	✓	-145.3	-315	✓

Tabella 3.47. Verifiche allo SLU per pressoflessione e taglio – Fase di stoccaggio (incluso trasporto)

M_{Sd} [kNm]	M_{Rd} [kNm]	Verifica	V_{Sd} [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	Verifica $V_d < \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,c})$
58.7	118.3	✓	117.3	172.9	702.8	✓

Le verifiche di SLE concernenti la fase di trasporto del concio sono raccolte in Tabella 3.46, mentre lo SLU è analizzato in Tabella 3.47.

Anche in questo caso, le verifiche di sicurezza sono soddisfatte.

3.12.5 Sollevamento e montaggio del concio tramite l'erettore con sistema vacuum della TBM

La fase di sollevamento e montaggio dei concii all'interno della TBM avviene, come già anticipato in precedenza, mediante erettori. A livello progettuale, per valutare le sollecitazioni cui è sottoposto il concio occorre, anzitutto, conoscere la tipologia di erettore utilizzato. Nel caso si utilizzi un sistema a vacuum, è possibile fare riferimento allo schema riportato in Figura 3.20.

La valutazione delle azioni e delle sollecitazioni che ne conseguono può essere eseguita attraverso il ricorso alle seguenti espressioni:

- Azioni:

- Peso proprio:

$$p_k = \gamma_{cls} \cdot t \cdot B \quad (3.74)$$

- Sollecitazioni:

- Momento flettente massimo:

$$M_k = p_k \cdot (L - L_e)^2 / 2 \quad (3.75)$$

- Taglio massimo:

$$V_k = p_k \cdot (L - L_e) \quad (3.76)$$

dove:

- peso del calcestruzzo $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$;
- larghezza del concio $B = 1.4 \text{ m}$;
- lunghezza del concio $L = 4.4 \text{ m}$;
- spessore concio $t = 0.3 \text{ m}$;
- lunghezza erettore $L_e = 3 \text{ m}$.

Si riportano le verifiche allo SLE e allo SLU, rispettivamente in Tabella 3.48 e Tabella 3.49, sviluppate con la stessa metodologia vista per le fasi transitorie precedentemente analizzate. Si osservi che per la valutazione delle resistenze si è considerata una classe di resistenza C40/50, poiché in tale fase il calcestruzzo ha raggiunto un grado di maturazione tale da massimizzare la propria resistenza.

Tabella 3.48. Verifiche di SLE - Fase di sollevamento e montaggio tramite erettore

M_d [kNm]	M_{fess} [kNm]	Verifica	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	Verifica	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{s,lim}$ [MPa]	Verifica
10.3	73.7	✓	1.4	18.7	✓	-35.5	-315	✓

Tabella 3.49. Verifiche di SLU per pressoflessione e taglio – Fase di sollevamento e montaggio tramite erettore

M_k [kNm]	V_k [kN]	M_{Sd} [kNm]	M_{Rd} [kNm]	Verifica	V_d [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	Verifica $V_d < \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,c})$
10.3	14.7	14.4	141.8	✓	20.6	172.9	1277.3	✓

Similmente a quanto visto per le fasi transitorie analizzate in precedenza, nell'analisi delle sollecitazioni associate al sollevamento e al montaggio del concio tramite erettore, risulta necessario tenere conto degli effetti vibratorii che possono svilupparsi durante la movimentazione dell'elemento strutturale. Questi sono inclusi nel dimensionamento strutturale attraverso l'introduzione del coefficiente dinamico.

Si procede quindi applicando ai valori di progetto raccolti in Tabella 3.48 e 3.49 il coefficiente dinamico γ_{din} , che assume ancora un valore pari a 1.5.

Tabella 3.50. Verifiche di SLE - Fase di sollevamento e montaggio tramite erettore (inclusi effetti dinamici)

M_d [kNm]	M_{fess} [kNm]	Verifica	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	Verifica	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{s,lim}$ [MPa]	Verifica
15.5	110.6	✓	2.1	18.7	✓	-53.4	-315	✓

Dai risultati contenuti in Tabella 3.50 e 3.51 si osserva che le verifiche allo SLE e allo SLU sono soddisfatte anche includendo gli effetti dinamici.

Tabella 3.51. Verifiche di SLU per pressoflessione e taglio – Fase di sollevamento e montaggio tramite erettore (inclusi effetti dinamici)

M_k [kNm]	V_k [kN]	M_{Sd} [kNm]	M_{Rd} [kNm]	Verifica	V_d [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	Verifica $V_d < \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,c})$
15.5	22.1	21.7	141.8	✓	30.9	172.9	1277.3	✓

3.12.6 Spinta della TBM in fase di avanzamento

Il principio di funzionamento delle TBM si basa sul fatto che l'avanzamento della macchina è garantito attraverso la spinta operata da un insieme di martinetti idraulici. Il contrasto a tale pressione è garantito dalla porzione di rivestimento già posto in opera, come si può osservare in Figura 3.24.



Figura 3.24. Dettaglio dei martinetti di spinta di una TBM tipo EPB

In ragione di ciò, nel dimensionamento dei conchi occorre tenere conto di questo scenario di carico, che sovente risulta essere il più gravoso e, quindi, condiziona la scelta del quantitativo di armatura da disporre. Ciò si deve al fatto che l'entità della pressione trasmessa da parte dei martinetti all'elemento in calcestruzzo armato è notevole, poiché deve essere tale da garantire alla macchina di avanzare, superando l'attrito lungo lo scudo e garantendo l'applicazione della necessaria contro-pressione al fronte.

In sede di dimensionamento, è necessario, anzitutto, definire il numero di martinetti idraulici che agiscono sul conchio oggetto di analisi e, allo stesso tempo, il valore di spinta applicata, così da ricavare la pressione agente.

Con riferimento al caso in esame, è opportuno osservare, anzitutto, che sul conchio di tipo C agiscono tre coppie di martinetti, per un totale di 15 coppie (30 martinetti). La spinta è distribuita mediante la disposizione di opportune piastre al di sotto di questi ultimi, aventi una dimensione pari a 683 mm x 338 mm.

La spinta massima, in termini di valore caratteristico, è di entità pari a 55748 kN. Tale valore è determinato sulla base delle caratteristiche geomeccaniche e geologiche del sito in

cui è posto lo scavo della galleria. Dal punto di vista normativo, la spinta rientra nella categoria dei carichi variabili, per cui, secondo normativa, occorre applicare un coefficiente di combinazione γ_Q pari a 1.5. Tuttavia, tale coefficiente può essere ridotto rispetto a quanto prescritto dalle Norme Tecniche, giacché si tratta di una forza limitata tecnicamente al valore indicato. In ragione di quanto espresso, è possibile considerare un valore di spinta di progetto pari a:

$$S_d = S_k \cdot \gamma_Q = 55748 \cdot 1.1 = 61323 \text{ kN}$$

È ora possibile definire la pressione applicata da parte di ciascuna coppia di martinetti al rivestimento, suddividendo la spinta totale per il numero complessivo di coppie:

$$S_{d,coppia} = S_d/n_{coppie} = 61323/15 = 4088.2 \text{ kN/coppia}$$

Nota l'area di ripartizione della pressione al di sotto delle coppie di martinetti, è possibile ricavare la tensione applicata in corrispondenza di ciascuna coppia:

$$\sigma_{d,coppia} = S_{d,coppia}/A = \frac{4088.2 \cdot 1000 \text{ N}}{683 \cdot 338 \text{ mm}^2} = 18.25 \text{ MPa}$$

Una volta nota la geometria di carico e l'entità della forza trasmessa al concio, la strategia di dimensionamento prevede la valutazione delle sollecitazioni cui è sottoposto il concio, così da procedere con il calcolo del quantitativo di armatura necessario a garantire il soddisfacimento dei limiti imposti dalle Norme Tecniche.

Questa fase è supportata dall'utilizzo di codici di calcolo numerici di tipo tridimensionale, in grado di valutare la distribuzione delle sollecitazioni interne al concio per effetto dell'applicazione della spinta da parte della TBM. Nel seguito si illustra la metodologia di valutazione delle sollecitazioni e di dimensionamento, tralasciando l'esecuzione dei calcoli.

In termini generali, è noto che le forze di trazione che si sviluppano nei conci, per effetto della distribuzione delle spinte operata da parte delle piastre di ripartizione, sono concentrate in corrispondenza delle piastre stesse, al di sotto di esse, lungo i giunti longitudinali e a una certa distanza dal bordo caricato. A tal proposito, in Figura 3.25 si riporta una visione schematica della distribuzione e direzione delle trazioni che si sviluppano nel concio a seguito della spinta di avanzamento.

Il calcolo delle sollecitazioni deve essere condotto prendendo in considerazione gli effetti di eventuali imprecisioni, rispetto alla posizione di progetto, nell'applicazione del carico da parte dei martinetti idraulici. Ciò può essere fatto analizzando la condizione in cui il martinetto è caratterizzato da una certa eccentricità.

Dal punto di vista della resistenza del calcestruzzo, si considera una legge costitutiva di tipo elastico lineare, con calcestruzzo di classe C40/50, poiché è stata raggiunta la completa maturazione.

L'interpretazione dei risultati forniti da un qualsiasi codice di calcolo numerico tridimensionale permette di rilevare, in un sistema di riferimento cilindrico, lo sviluppo di tensioni di trazione in tre diverse direzioni, ovvero in direzione circonferenziale, longitudinale e radiale.

Come si può osservare in Figura 3.26, le aree maggiormente sollecitate sono poste in corrispondenza dei bordi del concio, nella zona di calcestruzzo immediatamente a tergo delle piastre di ripartizione e in corrispondenza del bordo caricato, tra le piastre di ripartizione.

Individuata l'entità della massima forza di trazione T , in ciascuna direzione, si procede valutando l'area di armatura richiesta, secondo la seguente formulazione:

$$A_s = \frac{T}{f_{yd}} \tag{3.77}$$

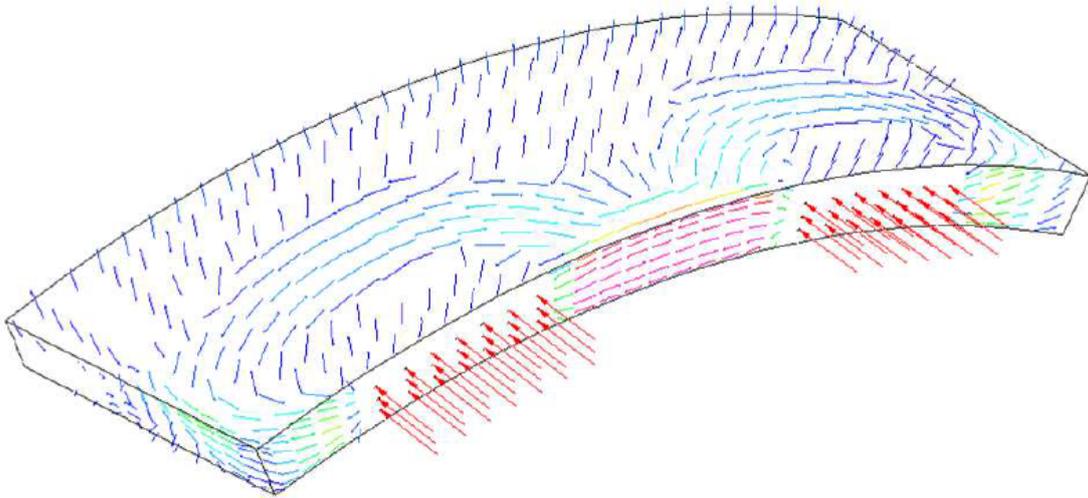


Figura 3.25. Schema di distribuzione delle trazioni principali nel concio a seguito dell'applicazione delle spinte di avanzamento della TBM (AK Ingegneria Geotecnica, 2015)

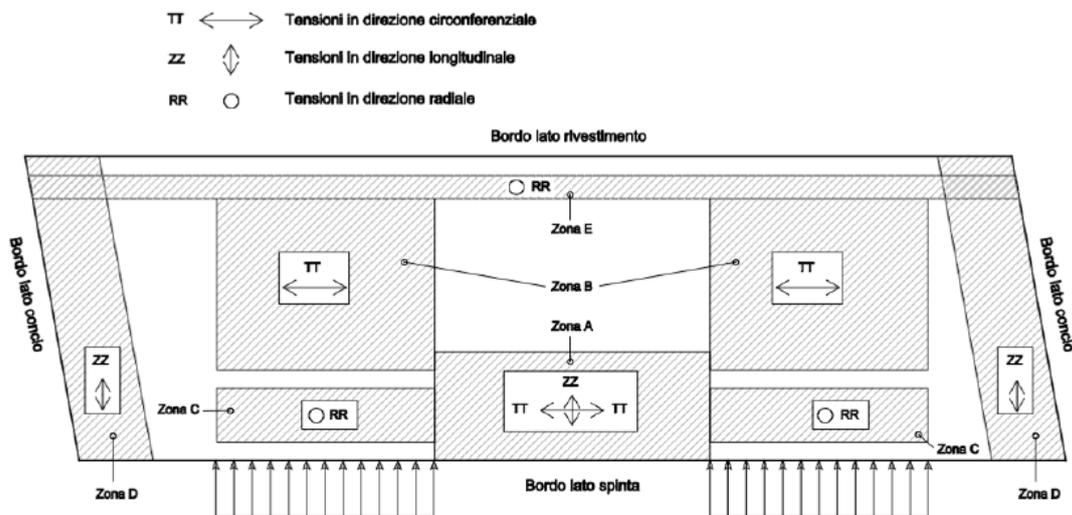


Figura 3.26. Schema delle principali aree di trazione nel concio a seguito dell'applicazione delle spinte di avanzamento della TBM (AK Ingegneria Geotecnica, 2015)

dove:

- T è la forza di trazione che si sviluppa nel concio a seguito dell'applicazione della spinta da parte dei martinetti;
- f_{yd} è la tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio.

Al termine di questo processo, si eseguono le verifiche di SLU e SLE stabilite dalle Norme Tecniche.

È opportuno osservare che, in alternativa all'utilizzo dei codici di calcolo numerici è possibile fare riferimento a diagrammi ed espressioni reperibili in letteratura (Leonhardt e Mönnig, 1978).

L'utilizzo di tali formulazioni consente di comprendere il meccanismo di diffusione della spinta dai martinetti al concio in calcestruzzo, con uno schema di diffusione paragonabile a quanto rappresentato in Figura 3.27, rappresentando altresì un valido riferimento da utilizzarsi per validare e verificare la robustezza dei risultati conseguiti in sede di modellazione numerica.

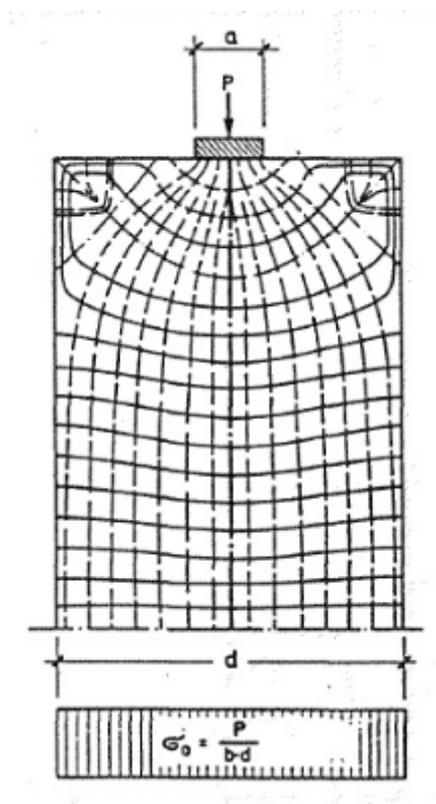


Figura 3.27. Schema di diffusione delle tensioni nell'elemento strutturale soggetto a un carico concentrato P (Leonhardt e Mönnig, 1978)

3.12.7 Pressione di iniezione dell'intasamento del vuoto anulare concio-terreno

Nelle analisi geotecniche delle condizioni di esercizio è stata simulata la fase di riempimento del gap anulare tra le pareti dello scavo e l'anello di rivestimento, in seguito al sovrascavo dovuto al maggiore diametro dello scudo. In particolare, si è visto che per evitare o ridurre al minimo i cedimenti in superficie occorre iniettare malta bicomponente in pressione così da riempire tale vuoto.

Tuttavia, nella progettazione dei conci costituenti il rivestimento definitivo, non bisogna dimenticarsi della possibilità di eventuali imperfetti intasamenti, tali da richiedere l'esecuzione

di iniezioni secondarie. Ciò si traduce in una condizione di carico aggiuntiva da analizzare nella vita utile dei conci, che può comportare una variazione nel quantitativo di armatura richiesta.

Le iniezioni secondarie possono essere eseguite mediante la realizzazione di fori sul concio posto in opera, inserendo degli ugelli in pressione. A tal proposito, si propone in Figura 3.28 una schematizzazione del suddetto problema, in cui si osserva che l'iniezione secondaria si traduce nell'applicazione di una pressione distribuita in corrispondenza del foro, cui si associano sollecitazioni locali.

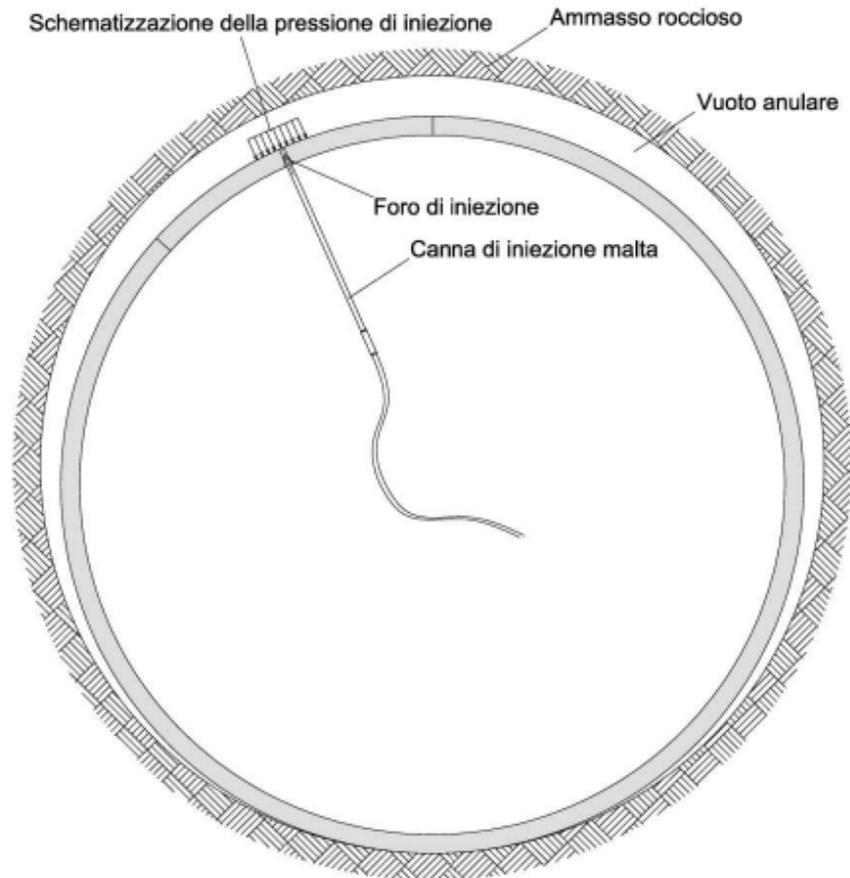


Figura 3.28. Schema di calcolo pressione di intasamento del vuoto anulare concio-terreno (AK Ingegneria Geotecnica, 2015)

Anche in questo caso, la valutazione delle sollecitazioni può essere eseguita ricorrendo all'ausilio di codici di calcolo tridimensionali. La metodologia di calcolo più consolidata prevede di considerare, nella modellazione, il singolo concio posizionato in calotta, così da valutare le sollecitazioni nella posizione più sfavorevole, dove l'elemento strutturale deve assorbire il carico associato non solo alla pressione di iniezione, ma anche al peso proprio.

A titolo di esempio, si riporta in Figura 3.29 un modello tridimensionale per la valutazione delle sollecitazioni dovute alla pressione di iniezione, elaborato con il codice di calcolo Straus 7.

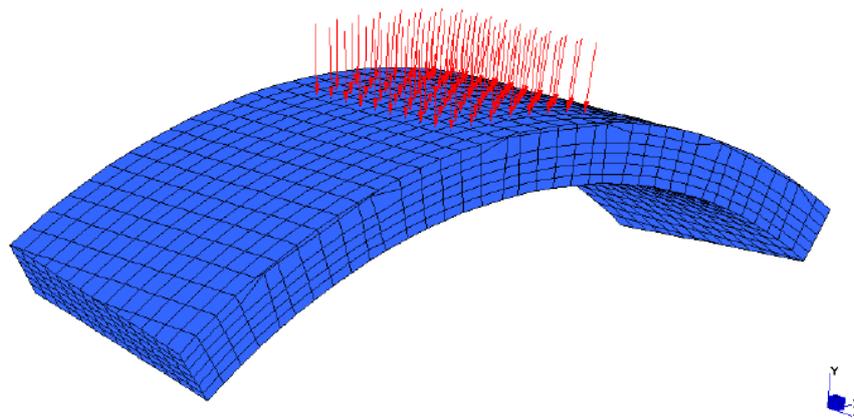


Figura 3.29. Esempio di modello agli elementi finiti di un conco per la verifica della pressione di iniezione (AK Ingegneria Geotecnica, 2015)

Una volta individuate le sollecitazioni, è possibile procedere al dimensionamento sviluppando le verifiche di SLU e SLE, con modalità analoghe a quanto visto per le precedenti fasi transitorie.

3.13 Aspetti progettuali aggiuntivi riguardanti il rivestimento

Le fasi di carico analizzate fino a ora riguardano il dimensionamento del rivestimento di una galleria costruita mediante l'ausilio di una TBM, influenzando direttamente il dimensionamento del singolo conco. In realtà, il dimensionamento deve tenere altresì conto del fatto che, una volta assemblati e posti in opera, i conci costituiscono un anello di rivestimento, reso monolitico attraverso la disposizione di opportuni giunti di collegamento.

A tal proposito, è opportuno citare le seguenti considerazioni progettuali aggiuntive rispetto a quanto svolto con riferimento al caso del singolo conco:

- ovalizzazione dell'anello (distorsione dell'anello di rivestimento);
- *bursting* dei giunti;
- verifiche dei connettori;
- spinta emessa dalla guarnizione;
- analisi delle condizioni di incendio.

3.14 Conclusioni

Quanto sviluppato in questo capitolo ha permesso di illustrare gli aspetti caratteristici del dimensionamento strutturale del rivestimento di una galleria costruita con tecnica di scavo meccanizzato, priva di circuiti di scambio termico.

In particolare, si è potuto comprendere che la progettazione strutturale di un concio costituente l'anello di rivestimento è governata da un insieme di verifiche, stabilite dalle Norme Tecniche vigenti, da applicarsi per tutti i possibili scenari di carico che possono interessare la vita utile del singolo concio. Tali scenari possono essere classificati in funzione delle fasi costruttive cui è soggetto il concio, dall'impianto di produzione fino alla messa in servizio, che sono le seguenti:

- fasi produttive e transitorie;
- fasi costruttive;
- fasi associate alle condizioni finali e di servizio.

Di conseguenza, si può concludere che, a livello metodologico, è necessario anzitutto stabilire tutte le fasi di carico del concio. Una volta noti gli scenari di carico, si eseguono le verifiche, procedendo in maniera sequenziale, ipotizzando una certa area di armatura e verificando, di volta in volta, che l'area stabilita nello scenario di carico precedente sia tale da permettere di soddisfare le verifiche anche nello scenario successivo. In caso contrario, si aggiorna l'armatura predefinita e si procede con l'analisi delle successive fasi.

Capitolo 4

Thermal Design

4.1 Introduzione

In questo capitolo l'obiettivo consiste nel definire e descrivere la procedura di dimensionamento delle gallerie energetiche dal punto di vista termico, raccogliendo tutte le considerazioni che rientrano nel quadro del cosiddetto *thermal design*.

Focalizzando l'attenzione sul ruolo di scambiatore di calore della geostruttura, occorre infatti ricavare delle informazioni aggiuntive rispetto a quanto richiesto per le gallerie tradizionali, in modo da valutare l'efficienza del sistema e la sostenibilità ambientale. Per efficienza del sistema si intende, sostanzialmente, la quantificazione del calore estratto o trasferito al serbatoio geotermico per mezzo del rivestimento della galleria. La sostenibilità ambientale, invece, riguarda la valutazione degli effetti di questi sistemi sull'ambiente circostante, poichè si deve operare in maniera tale da limitarne il più possibile l'impatto.

Occorre porre l'attenzione sul fatto che, in letteratura, non sono state ancora fornite delle chiare indicazioni sulla metodologia da seguire per il dimensionamento termico delle gallerie energetiche. D'altronde, questa carenza di indicazioni si ripercuote a maggior ragione sul quadro normativo, non essendo ancora stata codificata una procedura di dimensionamento. Ciò può essere giustificato dal fatto che per le geostrutture, quali ad esempio i pali di fondazione, soltanto recentemente è sorta nell'ambito scientifico la necessità di ragionare sull'introduzione di metodologie di progetto standardizzate, rendendole armoniche con il quadro normativo attualmente vigente. In particolare, alcune considerazioni e commenti sulla necessità di introdurre un approccio che segua la metodologia della progettazione agli stati limite è emersa in alcune pubblicazioni, quali ad esempio [Preene e Powrie \(2009\)](#) e [Bourne-Webb et al. \(2014\)](#). Come emerso nei suddetti lavori, tale carenza di codificazione si lega al fatto che, fino ad ora, la progettazione è stata governata dall'esperienza cumulata durante la realizzazione dei sistemi geotermici tradizionali. Nel caso dei pali di fondazione energetici, è prassi comune semplificare il problema al caso di un semplice pozzo di scambio di calore ([Bourne-Webb et al., 2014](#)).

Dal punto di vista delle gallerie energetiche, la carenza di linee guida e, di conseguenza, di qualsiasi forma di standardizzazione si deve al fatto che, rispetto alle geostrutture energetiche quali ad esempio pali di fondazione o diaframmi, i casi di reale applicazione sono ancora limitati, come già documentato nel [Capitolo 2](#), quindi non si ha ancora a disposizione un background di esperienze sufficientemente esteso dalle quali attingere una metodologia di progettazione.

In ragione di queste limitazioni, considerando le indicazioni fornite dai casi reali documentati nella letteratura scientifica, ci si configura l'obiettivo di elaborare una procedura da seguire per quanto concerne il dimensionamento delle gallerie energetiche, potenzialmente assimilabile a una metodologia standardizzata di progettazione.

4.2 Cenni teorici e metodologici

4.2.1 Modalità di trasmissione del calore nel sottosuolo

Nelle gallerie energetiche, il processo di scambio termico tra lo scambiatore di calore, ossia il rivestimento in conci prefabbricati, e il sottosuolo è governato da un insieme di processi di scambio termico, del tutto paragonabili a quelli che caratterizzano le altre categorie di geostrutture.

Come sottolineato in Brandl (2006), il suolo può essere schematizzato come un mezzo trifase, costituito da una fase solida, liquida e gassosa, in cui si ha un complesso meccanismo di trasferimento del calore, il quale include i seguenti processi:

- **conduzione;**
- **convezione;**
- **radiazione;**
- **evaporazione e condensazione;**
- **scambio ionico;**
- **congelamento-scongelamento.**

In termini generali, si può affermare che i processi di scambio termico nel sottosuolo sono, in larga parte, governati dalla conduzione, mentre il contributo dovuto alla convezione è significativo solamente in presenza di processi che portano a un passaggio di stato dell'acqua di falda. Il contributo legato al processo di gelo-disgelo può essere importante, ma in genere gli impianti geotermici sono dimensionati in modo tale che la quantità di calore estratto non produca i fenomeni suddetti, quindi può essere trascurato.

La **conduzione** è un processo di trasferimento di calore che coinvolge due sistemi a diversa temperatura, basato sullo scambio di energia cinetica molecolare all'interno dei corpi. Il campo delle temperature è descritto attraverso una funzione tridimensionale dello spazio e del tempo, nella seguente forma:

$$T = f(x, y, z, t) \quad (4.1)$$

La densità di flusso per un generico volume attraverso una sezione di area A , in un intervallo di tempo t , può essere espressa secondo la legge di Fourier:

$$q = -\lambda \frac{\partial T}{\partial n} \quad (4.2)$$

dove:

- λ è la conducibilità termica, espressa in [W/mK];
- $\frac{\partial T}{\partial n}$ è il gradiente termico nella direzione n del flusso termico.

La **convezione** è un processo di scambio termico che coinvolge due diversi sistemi, dei quali almeno uno è fluido in moto relativo rispetto all'altro. Quest'ultimo, comunemente, ma non necessariamente, è solido.

L'equazione che esprime la conservazione dell'energia in presenza di fenomeni di convezione assume la seguente formulazione:

$$q = c\rho v\Delta T \quad (4.3)$$

dove:

- c è il calore specifico, espresso in $[\text{J}/\text{kgK}]$
- ρ è il peso specifico, espresso in $[\text{kg}/\text{m}^3]$;
- v è la velocità di flusso, espressa in accordo con la legge di Darcy;
- ΔT è la differenza di temperatura tra i due sistemi.

Nel caso specifico delle geostrutture, si osserva che il suolo è un mezzo statico per cui la convezione può avvenire solamente con l'acqua oppure con l'aria, poiché lo scambio termico avviene per mezzo di un flusso macroscopico di particelle fluide.

4.2.2 Schematizzazione del problema

Per affrontare il problema del dimensionamento dello scambiatore di calore, occorre elaborare un modello numerico che consenta di simulare con sufficiente accuratezza i processi di scambio termico che avvengono tra il rivestimento e il sottosuolo, ma anche con l'aria interna della galleria. In questo modo, si ha la possibilità di affrontare il problema della quantificazione del calore estratto o scambiato, ma anche la sostenibilità ambientale. In generale, è possibile fare riferimento a codici di calcolo agli elementi finiti o alle differenze finite, costruiti adottando una formulazione THM o TH:

- Formulazione THM: in questo caso, il modello numerico permette di accoppiare il problema termo-idraulico con quello termo-meccanico, analizzando simultaneamente gli aspetti termici con quelli meccanici;
- Formulazione TH e TM: in questo caso, l'analisi termo-idraulica e l'analisi termo-meccanica sono condotte disaccoppiando gli aspetti termo-idraulici da quelli termo-meccanici.

In questa sede si fa riferimento al caso già menzionato nei capitoli precedenti, relativo al progetto di galleria energetica in corrispondenza del prolungamento sud della metropolitana di Torino - Linea 1, con l'utilizzo di modelli di calcoli numerici elaborati secondo la formulazione TH. Di fatto, il problema viene disaccoppiato, giacché, come già anticipato nel Capitolo 2, l'utilizzo di una formulazione THM non comporta alcun significativo incremento di precisione, a fronte di una maggiore complessità di interpretazione dei risultati e onere computazionale (Barla e Di Donna, 2017). Tuttavia, si registra che in letteratura sono documentati esempi di risoluzione del problema di ottimizzazione con l'utilizzo di codici di calcolo fondati su una formulazione THM, come ad esempio in Nicholson *et al.* (2014).

Un esempio di codice di calcolo termoidraulico di affidabilità comprovata da procedure di validazione è rappresentato da FEFLOW© (Diersch, 2009), il cui utilizzo ai fini di ottimizzazione, quantificazione dell'efficienza e valutazione della sostenibilità ambientale è documentato in Barla *et al.* (2016) e Baralis *et al.* (2018).

Dal punto di vista teorico, il problema termo-idraulico è governato dalle seguenti equazioni, scritte in un sistema di coordinate euleriane, per un mezzo bicomponente costituito da una fase solida e una liquida:

• **Equazione di conservazione della massa:**

$$S \cdot \partial_t p - n\beta_w \partial_t T + \nabla \cdot (nv_{w,i}\beta_w \nabla T) = 0 \quad (4.4)$$

dove:

- ∂_t , $\nabla \cdot$, ∇ definiscono la derivata rispetto al tempo e gli operatori divergenza e gradiente;
- n è la porosità;
- p è la pressione;
- β_w è il coefficiente di espansione termica dell'acqua;
- T è la temperatura;
- $v_{w,i}$ il vettore di velocità relativa dell'acqua rispetto alla fase solida.

Nella suddetta relazione compare anche il termine S , che risulta essere il coefficiente di immagazzinamento specifico, così definito:

$$S = [n\Upsilon_w + (1 - n)\Upsilon_s] \quad (4.5)$$

con Υ_w e Υ_s , rispettivamente, compressibilità dell'acqua e della fase solida.

• **Legge di Darcy**

$$v_{f,i} = nv_{w,i} = -\frac{k_{ij}\rho_w g_i}{\mu} \nabla h = -k_{i,j} \nabla h \quad (4.6)$$

dove:

- k_{ij} è il tensore di conducibilità idraulica intrinseca, espresso in m^2 ;
- ρ_w è la densità dell'acqua;
- g_i è il vettore di gravità;
- μ è la viscosità dinamica dell'acqua;
- h è il carico piezometrico.

Si osservi che h è espresso attraverso la seguente formulazione:

$$h = \frac{p}{\rho_w g_i} + y \quad (4.7)$$

dove y è la coordinata verticale.

• **Equazione di conservazione dell'energia:**

$$[n\rho_w c_w + (1 - n)\rho_s c_s] \partial_t T + n\rho_w c_w v_{w,i} \nabla T - \nabla \cdot (\lambda_{ij} \nabla T) = 0 \quad (4.8)$$

dove:

- c_w è il calore specifico dell'acqua;
- c_s è il calore specifico della fase solida;
- ρ_s è la densità della fase solida.

Il termine λ_{ij} include la conduzione di calore e le componenti di dispersione termica:

$$\lambda_{ij} = [n\lambda_w + (1 - n)\lambda_s] \delta_{ij} + \rho_w c_w \left[\alpha_T \sqrt{q_{f,i} q_{f,j}} \delta_{ij} + (\alpha_L - \alpha_T) \frac{q_{f,i} q_{f,j}}{\sqrt{q_{f,i} q_{f,j}}} \right] \quad (4.9)$$

dove:

- λ_w è la conducibilità termica dell'acqua;
- λ_s è la conducibilità termica della fase solida;
- δ_{ij} è il delta di Kronecker;
- α_L è la dispersività termica longitudinale;
- α_T è la dispersività termica trasversale.

4.3 Impianto metodologico di progettazione

4.3.1 Premessa

Come accennato in precedenza, il *thermal design* viene condotto attraverso il supporto di codici di calcolo numerici che consentano di simulare i processi di scambio termico nel sottosuolo, tenendo conto in maniera esplicita della variabile temporale. Tipicamente, le analisi vengono eseguite riproducendo il funzionamento del rivestimento in concetti energetici, in corrispondenza di sezioni significative, per un certo numero di anni, così da analizzare non solo gli effetti di breve termine, ma anche e soprattutto quelli di lungo termine.

In Figura 4.1 si riporta una rappresentazione schematica dell'impianto metodologico da seguire in sede di *thermal design*.

Nei successivi paragrafi sono analizzate nel dettaglio le diverse fasi di progettazione.

4.3.2 Informazioni preliminari da acquisire

Per la costruzione del modello agli elementi finiti secondo la formulazione termo-idraulica, sfruttando il supporto fornito dal codice di calcolo commerciale FEFLOW®, è necessario definire, preliminarmente, un certo numero di informazioni riguardanti il sottosuolo e i materiali che costituiscono il rivestimento.

Dall'analisi della letteratura emerge, in modo evidente, la necessità di investigare in maniera sufficientemente approfondita le condizioni geologiche, idrogeologiche e geotecniche del sottosuolo interessato dalla costruzione della galleria energetica in esame.

In particolare, riveste importanza l'analisi dettagliata delle condizioni idrogeologiche, con il fine di individuare la dinamica della falda acquifera. L'attenzione da porre nei confronti di questo aspetto è giustificata dal fatto che, nei sistemi geotermici, la presenza di un flusso idrodinamico risulta essere favorevole in quanto permette di conseguire un incremento della quantità di calore scambiato con l'ambiente circostante. Per questo motivo, per ottenere



Figura 4.1. Impianto metodologico *thermal design*

una stima sufficientemente accurata della quantità di calore scambiabile è di fondamentale importanza conoscere questo aspetto, che può essere inserito all'interno del modello andando a imporre un diverso valore di profondità del livello di falda agli estremi sinistri e destri del dominio. Ad esempio, nel caso di Torino, come emerge in [Barla *et al.* \(2016\)](#), per simulare la presenza di un flusso di falda avente una velocità dell'ordine di $v = -1.5 \text{ m/giorno}$, sono

stati imposti agli estremi del dominio due diversi valori di profondità del pelo libero a sinistra e a destra, rispettivamente pari a 12 m e 12.5 m, come si può osservare in Figura 4.2.

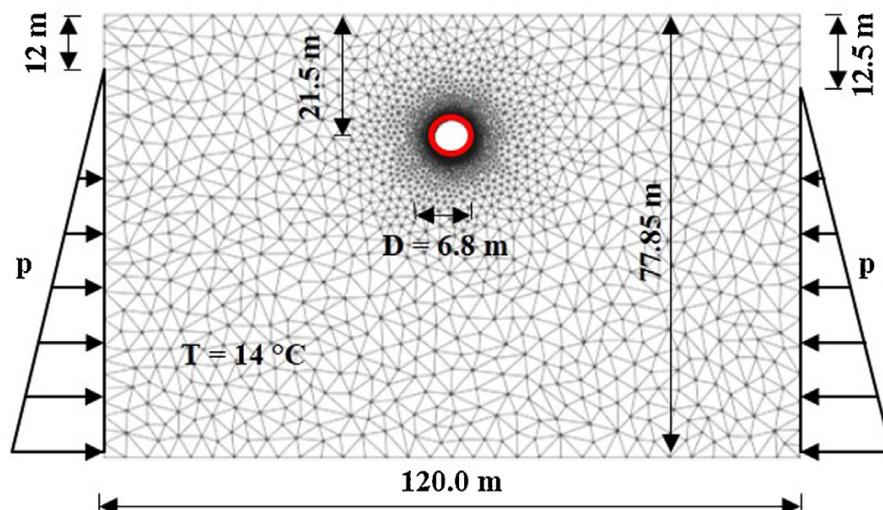


Figura 4.2. Particolare modello 3D del rivestimento della linea 1 della metropolitana di Torino (Barla *et al.*, 2016)

Queste informazioni possono essere ricavate andando a eseguire analisi geologiche e idrogeologiche del territorio interessato dallo scavo, mediante sondaggi e analisi geomorfologiche dell'area. Nel dettaglio, l'idrogeologia può essere investigata disponendo piezometri e registrando periodicamente il livello di falda su periodi di tempo il più possibile prolungati. In aggiunta, è possibile eseguire prove di pompaggio.

Naturalmente, in alcuni casi, specialmente nelle grandi città, è possibile sfruttare i risultati già disponibili e documentati nella letteratura scientifica, come svolto, ad esempio, nei casi studio di Torino (Barla *et al.*, 2016) e Varsavia (Baralis *et al.*, 2018).

Si osservi che, a livello operativo, le informazioni riguardanti la geologia, l'idrogeologia e le caratteristiche geotecniche del sito sono già note, poiché la progettazione di una galleria richiede una approfondita conoscenza delle caratteristiche geologiche e geotecniche del sottosuolo, così da elaborare modelli sufficientemente attendibili per simulare il comportamento del sistema a seguito dell'esecuzione dello scavo. Ciò è evidenziato, del resto, anche nelle Norme Tecniche attualmente vigenti. Dal punto di vista della conoscenza geologica e geomeccanica del sottosuolo, quindi, è possibile fare riferimento alle medesime informazioni che di norma vengono acquisite per la progettazione delle gallerie tradizionali.

Nonostante ciò, risulta necessario condurre un supplemento di indagine volto a caratterizzare dal punto di vista termico i materiali che si interpongono tra il serbatoio geotermico e il liquido termovettore. Nel dettaglio, è richiesta la conoscenza dei parametri termici del rivestimento, dell'eventuale malta di iniezione a tergo, del sottosuolo e dell'aria, giacché lo scambio termico avviene non solo con il sottosuolo circostante, ma anche con l'aria interna alla galleria.

Inoltre, per inizializzare il processo di scambio termico è necessario individuare le condizioni iniziali del sottosuolo dal punto di vista termico.

Per i sistemi geotermici tradizionali, come osservato da [Preene e Powrie \(2009\)](#), è prassi consolidata fare utilizzo di parametri medi reperibili in letteratura, che da questo punto di vista risulta essere ampiamente sviluppata. Tuttavia, come emerge dai suddetti autori, è consigliabile eseguire misure in situ o in laboratorio volte a una completa caratterizzazione termica dei materiali, dal momento che questi parametri influenzano in maniera decisiva i processi di scambio termico. Questa indicazione è ancora più raccomandabile in presenza di sistemi di scambio termico su larga scala, come ad esempio le gallerie energetiche. D'altra parte, le indicazioni di letteratura possono costituire un utile strumento di supporto in sede di progettazione preliminare, quando ci si configura l'obiettivo di definire una prima stima grezza dell'efficienza e della sostenibilità dell'impianto. In ogni caso, per ottenere una stima robusta della quantità di calore scambiabile, risulta di decisiva importanza avere a disposizione un set completo di parametri termici ottenuti per via sperimentale.

Per quanto concerne la stima della temperatura iniziale del sottosuolo, che è un'informazione rilevante in sede di modellazione numerica, si può ricorrere a misure esplorative preliminari alla realizzazione dello scavo, eventualmente affinate con il supporto dei dati di monitoraggio raccolti durante la costruzione di porzioni di galleria non interessate dall'installazione del rivestimento energetico. Dall'analisi della letteratura scientifica emerge che sono stati proposti diversi modelli di distribuzione della temperatura nel sottosuolo. Un esempio, in tal senso, è rappresentato dal lavoro di [Tinti *et al.* \(2017\)](#).

Chiaramente, come già anticipato nel [Capitolo 2](#), risulta necessario verificare che sia valida l'ipotesi di temperatura costante durante l'anno, ossia che la profondità a cui è situata l'opera non risenta delle fluttuazioni termiche associate ai diversi cicli stagionali. In genere, le profondità medie che caratterizzano gli scavi di gallerie in ambito urbano, dell'ordine di 10÷40 metri, sono tali da poter considerare verificata tale ipotesi. Il range di temperature tipico del sottosuolo di regioni temperate, infatti, a partire da profondità dell'ordine di 10÷15 m è di 10÷15 °C ([Brandl, 2006](#)). Ciò rende i sistemi geotermici efficienti sia in modalità riscaldamento che in modalità raffreddamento. Inoltre, il fatto che la temperatura si mantenga costante durante l'anno costituisce un elemento di fondamentale importanza per massimizzare l'efficienza della pompa di calore.

I parametri termofisici di riferimento sono la conducibilità termica e il calore specifico. La conducibilità termica è misurata in W/mK ed è una funzione della densità del suolo, del contenuto d'acqua, oltre che delle proprietà chimiche e della composizione mineralogica dell'acqua interstiziale ([Brandl, 2006](#)). Si tratta del parametro termofisico di maggiore rilievo, che può essere stimato, come illustrato da [Brandl \(2006\)](#), citando [Jessberger e Jagow-Klaff \(1996\)](#), preliminarmente attraverso l'utilizzo di nomogrammi, che tengono conto del contenuto d'acqua, della densità secca, del grado di saturazione e della tessitura, come riportato in [Figura 4.3](#).

La capacità termica del sottosuolo, misurata in J/K, è una proprietà indipendente dalla microstruttura. Tra i metodi maggiormente diffusi e precisi per la valutazione del suddetto parametro vi è quello di combinare la capacità specifica delle fasi che costituiscono il sistema, dove i coefficiente di combinazione lineare sono rappresentati dai volumi specifici delle diverse fasi, come emerge in [Brandl \(2006\)](#):

$$c = c_s \cdot x_s + c_w \cdot x_w + c_a \cdot x_a \quad (4.10)$$

dove:

$$x_s = (1 - n) \quad (4.11)$$

$$x_w = n \cdot S \quad (4.12)$$

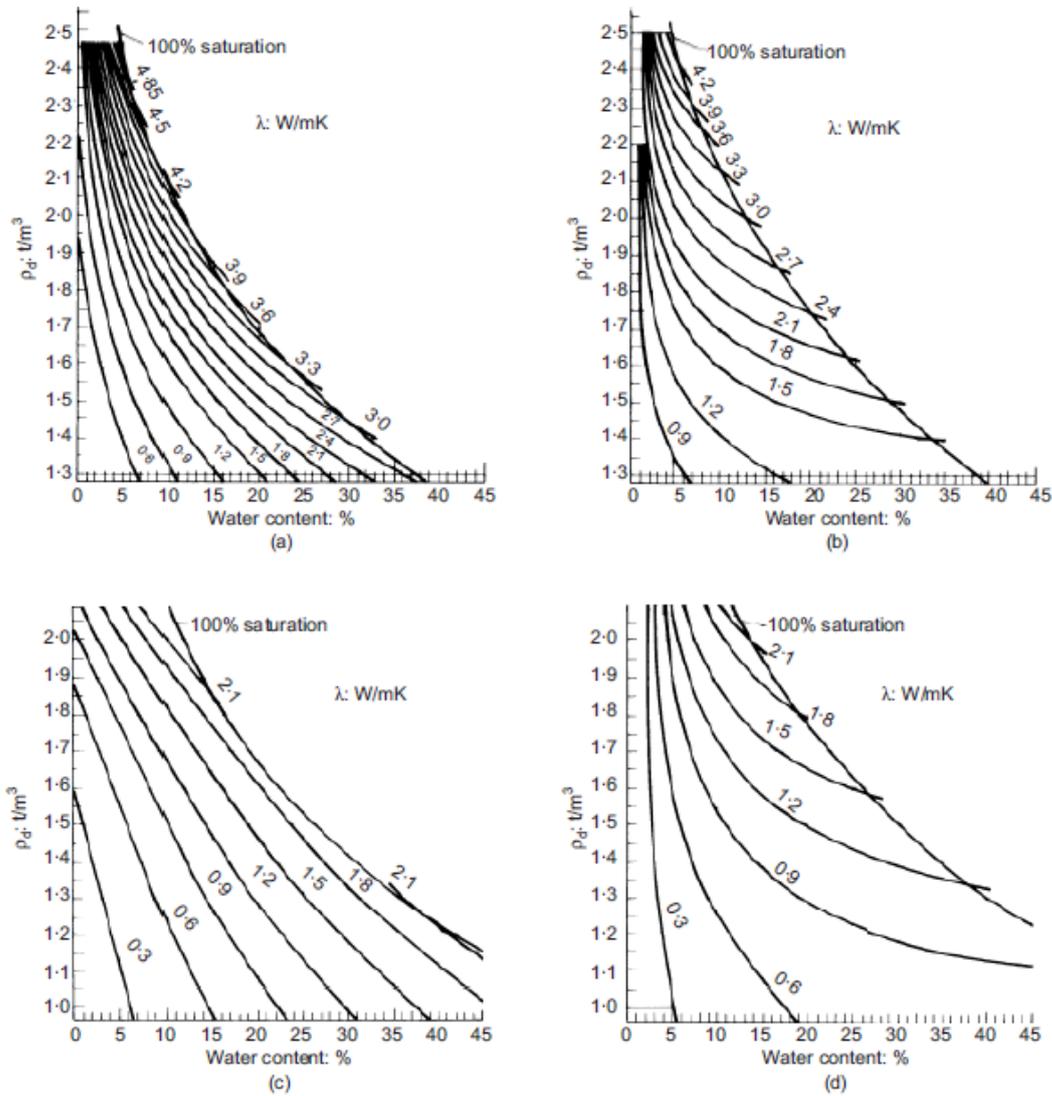


Figura 4.3. Nomogrammi per la determinazione della conducibilità termica (Jessberger e Jagow-Klaff, 1996)

$$x_a = (1 - S) \cdot n \quad (4.13)$$

Si osservi che nelle precedenti espressioni n rappresenta la porosità e S il grado di saturazione.

La capacità termica del liquido termovettore e del calcestruzzo è invece nota, tipicamente, a partire da misure sperimentali in laboratorio.

In ogni caso, la metodologia più adeguata per la determinazione dei parametri termici prevede l'utilizzo di opportune strumentazioni in laboratorio o in sito. In particolare, la definizione in sito può essere eseguita tramite l'utilizzo del *thermal response test*, comunemente abbreviato con l'acronimo TRT. Si tratta di una procedura sperimentale di caratterizzazione termica, attraverso la quale è possibile pervenire alla determinazione delle caratteristiche termofisiche del sottosuolo, da utilizzare come parametri di input nella progettazione dei sistemi

geotermici. In Figura 4.4 è riportata una rappresentazione schematica di tale apparecchio.

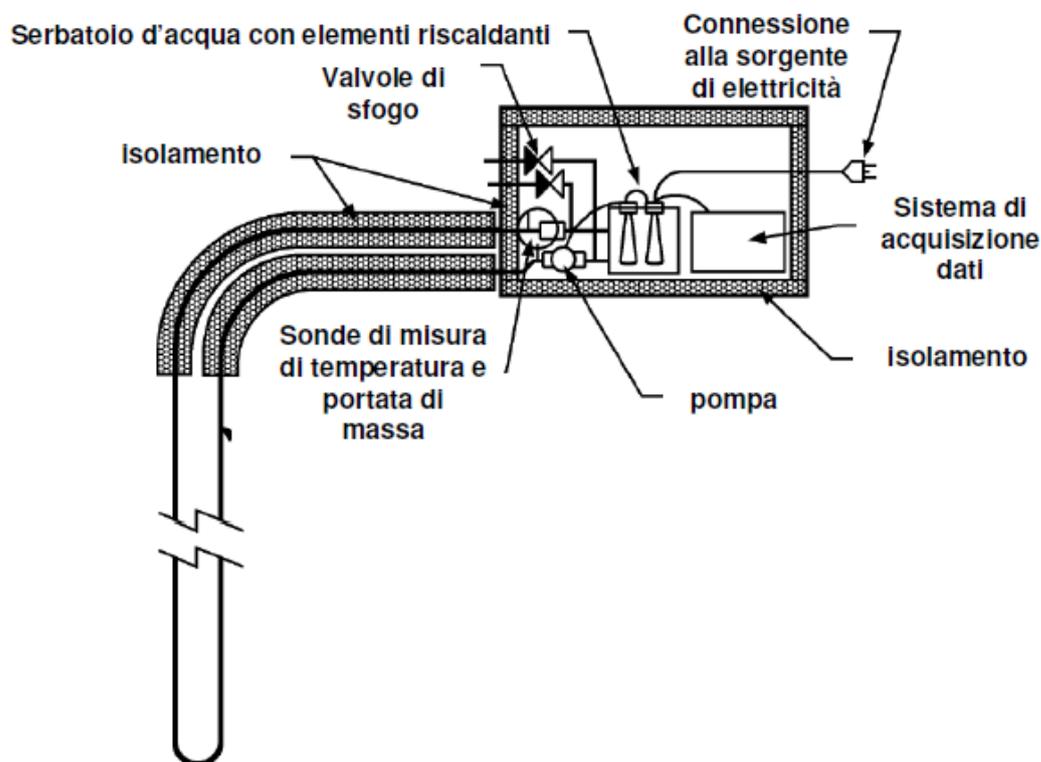


Figura 4.4. Schema di funzionamento del TRT (Capozza *et al.*, 2012)

Per quanto concerne la conducibilità termica del rivestimento in calcestruzzo armato, è possibile fare riferimento, in via preliminare, a valori reperibili in letteratura. Tuttavia, anche in questo caso è consigliabile approfondire il grado di conoscenza di questi parametri tramite l'esecuzione di prove di laboratorio. Tra le più diffuse vi è la prova di piastra calda, anche conosciuta con l'acronimo GHP (*guarded-hot-plate*), che permette di determinare la conducibilità termica senza fasi preliminari di calibrazione e con elevata accuratezza (Sanjaya *et al.*, 2011).

Un adeguato approfondimento è giustificabile dal fatto che tale parametro risulta essere influenzato dal contenuto di aggregati nella miscela di conglomerato cementizio, ma anche dall'eventuale presenza di fibre di acciaio, tali da sostituire in tutto o in parte la gabbia di armatura (Lee *et al.*, 2012).

4.3.3 Costruzione del modello numerico

La costruzione del modello numerico prevede, come punto di partenza, la riproduzione in modo adeguatamente accurato della geometria del problema, incluse le tubazioni di scambio termico. Occorre definire le dimensioni dello scavo, del rivestimento in calcestruzzo (in particolare, lo spessore del concio energetico) e delle tubazioni, quali sezione e spessore dei materiali che le costituiscono.

Se è verificata l'ipotesi di flusso di falda perpendicolare al rivestimento in calcestruzzo, è possibile focalizzare l'analisi su un solo anello di rivestimento, giacché gli anelli primi vicini non influenzano i processi di scambio termico (Barla *et al.*, 2016). Di conseguenza, il modello tridimensionale può essere fissato con una profondità pari a quella dell'anello di rivestimento.

Si osservi che, per tenere conto dei processi di scambio termico che avvengono tra l'anello di rivestimento e l'aria interna al cavo, occorre inserire nel modello uno strato di rivestimento ulteriore avente le medesime proprietà dell'aria. Si tratta di un artificio volto a simulare la presenza dello strato di aria interna al cavo immediatamente a contatto con il rivestimento e direttamente coinvolta nei processi di scambio termico.

Un esempio di modello 3D, elaborato con FEFLOW®, è riportato in Figura 4.5. Si osserva

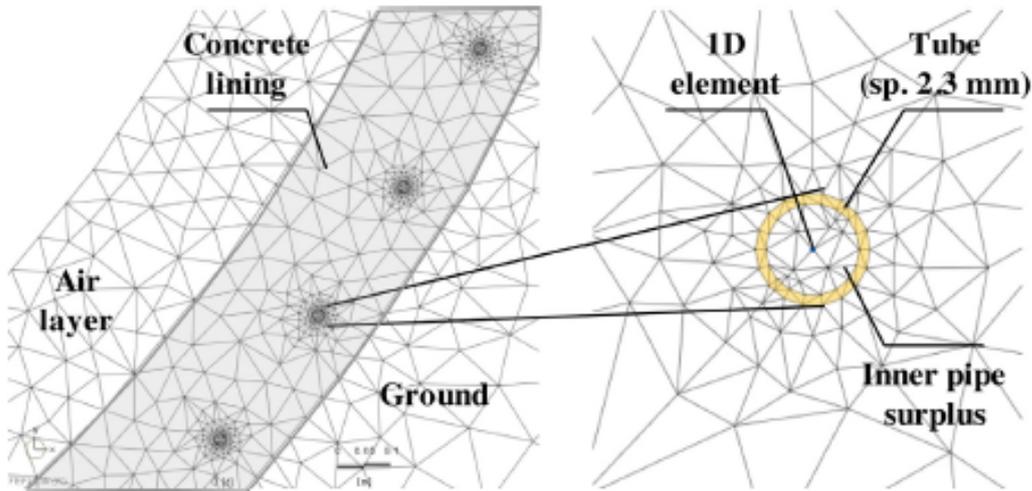


Figura 4.5. Particolare modello numerico termoidraulico elaborato con FEFLOW®(Barla *et al.*, 2016)

che la tubazione è costruita definendo lo spessore delle pareti e un insieme di elementi finiti 1D tali da riprodurre il liquido termovettore interno. Ciò si deve alla necessità di simulare i processi di scambio termico tra il liquido termovettore, il rivestimento e il sottosuolo. Occorre sottolineare che è necessario tenere conto dell'influenza di tutto ciò che si interpone tra la sorgente e il mezzo di trasporto del calore.

Per simulare i processi di trasporto e scambio termico occorre specificare una legge di flusso al liquido-termovettore, quale ad esempio la legge di Hagen-Poiseuille.

La velocità di flusso delle particelle interne alla tubazione, ipotizzando un moto di pura traslazione, nella direzione z del modello può essere espressa mediante la seguente equazione:

$$v_{p,z} = -r_{hyd}^2 \cdot \left(\frac{dp}{dz} - \rho \cdot g \right) \quad (4.14)$$

dove r_{hyd} è il raggio idraulico, così definito:

$$r_{hyd} = R/2 \quad (4.15)$$

con R =raggio della tubazione.

Si osservi che a questi ultimi elementi si deve altresì assegnare una legge temporale di variazione della temperatura, elaborata con modelli reperibili in letteratura oppure sulla base di osservazioni ricavate in sede di monitoraggio. In quest'ultimo caso, si fornisce al codice una legge temporale elaborata per regressione delle osservazioni. Dal punto di vista teorico, si tratta di una condizione al contorno alla Cauchy.

Chiaramente, al sottosuolo si assegna una temperatura iniziale pari a quella del suolo indisturbato.

Per quanto riguarda, invece, la temperatura del liquido termo-vettore occorre fissare la temperatura in ingresso (*inlet*), indicata con T_{wi} , variabile a seconda della stagione di funzionamento del sistema geotermico. Gli intervalli di funzionamento della modalità riscaldamento e della modalità raffreddamento possono essere fissati in base alle prescrizioni normative della regione o dello stato in cui è posta l'opera. Questi valori di temperatura, costanti per la stagione invernale e per quella estiva, sono condizioni al contorno alla Dirichlet, poichè si impongono dei valori costanti di temperatura.

4.3.4 Efficienza del sistema

La risoluzione del problema termo-idraulico mediante il supporto del codice di calcolo consente di ricavare, in output, la temperatura del liquido termo-vettore in uscita, denominata T_{wo} . Si tratta di un parametro richiesto in sede di valutazione dell'efficienza del sistema, attraverso l'utilizzo della seguente formula:

$$Q = mc_w |T_{wo} - T_{wi}| \quad (4.16)$$

Per il significato dei termini in (4.16) si rimanda al Capitolo 2.

Si osservi che, in prima analisi, la formula 4.16 appare suggerire che per incrementare l'efficienza del sistema occorre dimensionare il sistema in modo tale da massimizzare la differenza tra la temperatura del liquido termo-vettore in ingresso e quella del liquido in uscita. In realtà, come emerge in Barla *et al.* (2016), tale differenza di temperatura è vincolata dalla necessità di minimizzare le perdite di carico e dal garantire una condizione di flusso turbolento all'interno delle tubazioni, con un numero di Reynolds superiore a 2300.

In aggiunta, come suggerito da Capozza *et al.* (2012), per garantire un corretto funzionamento dell'impianto geotermico nella sua interezza, ivi compresa la pompa di calore, occorre rispettare le seguenti limitazioni, rispettivamente in regime di riscaldamento e in regime di raffreddamento:

$$|T_{wo} - T_g| = 6 - 11^\circ C \quad (4.17)$$

$$|T_{wo} - T_g| = 11 - 17^\circ C \quad (4.18)$$

Infatti, in sede di progettazione, uno degli aspetti più delicati è rappresentato dalla differenza di temperatura tra il fluido termovettore e il suolo nelle condizioni indisturbate. In particolare, da ciò dipende l'entità della portata richiesta all'interno del circuito e, di conseguenza, il dimensionamento di tutte le componenti dell'impianto geotermico. In termini generali, si può affermare che:

- se il ΔT è elevato:
 1. l'impianto geotermico è meno grande e quindi più economico;
 2. l'influenza sull'equilibrio geotermico del sottosuolo è maggiore e quindi l'efficienza della pompa di calore è ridotta;

- se, al contrario, il ΔT è limitato:
 1. è richiesto un impianto geotermico di dimensione maggiore e, di conseguenza, più costoso;
 2. si ha un incremento di efficienza della pompa di calore;

Tali indicazioni possono essere assunte come punto di partenza nella progettazione termo-idraulica dell'impianto (Barla *et al.*, 2016).

In fase di progettazione occorre altresì definire la velocità del liquido termo-vettore. Si tratta di un parametro da ottimizzare mediante un'analisi parametrica, verificando che siano valide le seguenti condizioni (Barla *et al.*, 2016):

1. (4.16), (4.17), (4.18);
2. flusso turbolento all'interno delle tubazioni di scambio termico;
3. minimizzazione delle perdite di carico.

Si può quindi concludere che nella valutazione dell'efficienza energetica dei conchi energetici bisogna tenere conto di molteplici parametri e informazioni. Per valutare, in via preliminare, gli effetti di variazioni della temperatura iniziale, del flusso di falda e della conducibilità del terreno sulla quantità di calore scambiato in W/m^2 è possibile ricorrere ad alcuni abachi elaborati da Barla e Di Donna (2017), frutto dell'esecuzione di analisi termo-idrauliche condotte in modo parametrico (Figura 4.6).

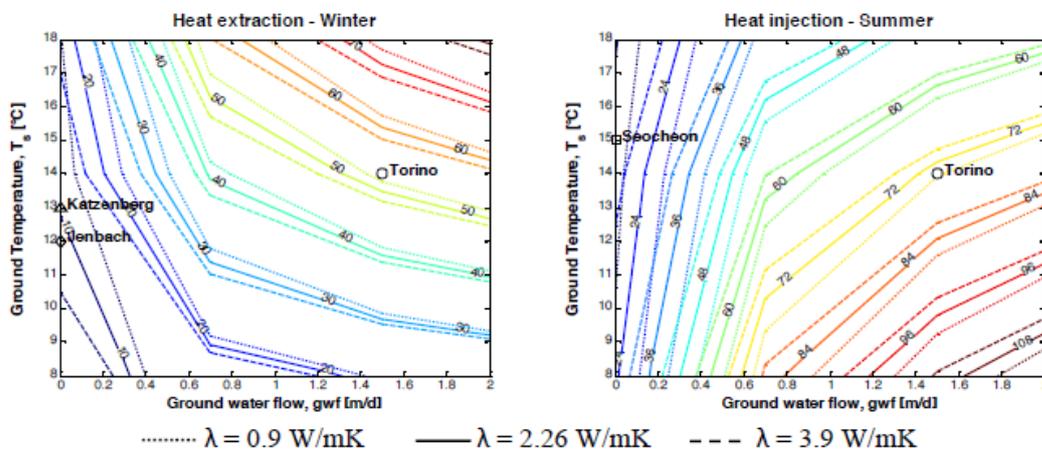


Figura 4.6. Nomogrammi di progetto per le condizioni invernali ed estive, che forniscono il calore scambiato in W/m^2 (Barla e Di Donna, 2017)

4.3.5 Sostenibilità ambientale

L'analisi di sostenibilità ambientale, insieme alla valutazione dell'efficienza, rappresenta il cuore del *thermal design*. L'obiettivo consiste nel verificare l'impatto del rivestimento energetico della galleria sull'ambiente circostante, valutando l'entità delle variazioni termiche indotte nella falda acquifera e nel sottosuolo.

Anche in questo caso, si ricorre al supporto di modelli di calcolo termoidraulici, quale il già citato codice di calcolo commerciale FEFLOW®, aventi lo scopo di riprodurre i flussi dinamici dell'acqua di falda e di studiare l'andamento della temperatura nel sottosuolo durante il funzionamento della geostruttura.

In generale, come evidenziato in Barla *et al.* (2016), la soluzione di minore impatto ambientale si ottiene realizzando geostrutture funzionanti nel periodo estivo e nel periodo invernale, così da ottenere, idealmente, un equilibrio tra la quantità di calore estratta in inverno e quella immagazzinata durante il periodo estivo. Così operando, è possibile evitare il progressivo raffreddamento o riscaldamento del serbatoio geotermico durante il periodo di funzionamento.

4.3.6 Individuazione dei potenziali fruitori e progettazione impianti

Parallelamente al dimensionamento termo-idraulico della galleria energetica, è importante individuare i potenziali fruitori del sistema geotermico. In campo urbano, la soluzione migliore consiste nel servire edifici di pubblica utilità o di civile abitazione nelle immediate vicinanze della galleria. Questi possono essere collegati alla geostruttura mediante i pozzi di ventilazione posti lungo il tracciato. In alternativa, la geostruttura può essere messa in collegamento con la rete di teleriscaldamento della città.

Per ciascuna tipologia di edificio servito, si può procedere stimando il fabbisogno medio annuo in termini di calore per ciascuna unità e, così facendo, è possibile procedere alla quantificazione dei potenziali fruitori del sistema geotermico.

A valle di questi aspetti, è possibile procedere con il dimensionamento degli impianti idraulici, che formano il cosiddetto circuito secondario, e le pompe di calore, così da garantire per ciascuna unità abitativa il quantitativo di calore necessario a soddisfarne le esigenze.

4.4 Conclusioni

In definitiva, è possibile affermare che il *thermal design* è una fase di estrema importanza nella progettazione delle gallerie energetiche, giacché in tale insieme di analisi rientra l'ottimizzazione del circuito di scambio termico, la quantificazione del calore scambiabile e l'individuazione dei potenziali fruitori del sistema.

Lo schema di analisi, così come illustrato in Figura 4.1, prevede di sviluppare la progettazione, nell'ordine, secondo la seguente procedura:

1. Caratterizzazione geologica, geotecnica e idrogeologica;
2. Caratterizzazione termofisica;
3. Costruzione di un modello numerico secondo una formulazione TH;
4. Simulazione dei processi di scambio termico;
5. Interpretazione dei risultati;
6. Individuazione dei potenziali fruitori e progettazione degli impianti.

In particolare, emerge in maniera evidente l'attenzione che occorre rivolgere nei confronti dei parametri di *input*, tra cui spiccano la caratterizzazione termica e la caratterizzazione idrogeologica. Si tratta del primo passo da compiere in un qualsiasi progetto di galleria energetica e, più in generale, di geostruttura energetica, da cui dipende l'affidabilità e la robustezza dei risultati conseguiti in sede di modellazione.

Capitolo 5

Mechanical Design

5.1 Introduzione

L'obiettivo del capitolo che segue consiste nell'analizzare gli effetti che l'attivazione termica comporta sullo stato tensionale interno al rivestimento di una galleria energetica, illustrando in aggiunta le conseguenti implicazioni sul dimensionamento strutturale. In altri termini, si vuole descrivere l'aspetto prettamente meccanico all'interno del quadro più ampio della procedura di dimensionamento delle gallerie e, in particolare, dei conci prefabbricati energetici.

Siccome a una variazione dello stato tensionale corrisponde una variazione delle caratteristiche della sollecitazione, è evidente che l'attivazione termica eserciti un'influenza anche sul dimensionamento strutturale. Per questo motivo occorre effettuare delle considerazioni progettuali aggiuntive rispetto al dimensionamento strutturale tradizionale, che è stato ampiamente discusso nel precedente Capitolo 3.

In particolare, l'aspetto chiave del problema consiste nell'individuare l'effetto che la variazione termica, dovuta alla presenza delle tubazioni di scambio termico all'interno del rivestimento energetico, induce in termini di tensioni. In questo modo, è possibile appurare l'influenza esercitata sulle caratteristiche della sollecitazione e aggiornare il progetto strutturale del rivestimento, tenendo quindi conto anche dello scenario di carico associato alla messa in servizio del circuito di scambio termico. A tutti gli effetti, l'attivazione termica del rivestimento può essere considerata come una fase di carico aggiuntiva rispetto a quelle introdotte nel Capitolo 3.

Il problema può essere affrontato adottando un modello numerico tale da riprodurre le diverse fasi costruttive della galleria fino alla messa in servizio, aggiungendo le tubazioni di scambio termico e un'opportuna legge di variazione della temperatura tale da riprodurre il funzionamento del sistema sia nella stagione invernale che in quella estiva. Chiaramente, per poter analizzare la condizione di messa in servizio del rivestimento energetico, occorre adottare un modello numerico a cui è associata una formulazione termo-meccanica, che permetta l'esecuzione di analisi in cui l'aspetto meccanico e quello termico siano accoppiati.

5.2 Formulazione TM: cenni teorici

La determinazione degli effetti meccanici associati all'attivazione termica del rivestimento è una problematica che richiede l'utilizzo di codici di calcolo in grado di risolvere problemi termo-meccanici, secondo una formulazione che nel seguito della trattazione viene definita TM (*Thermo-Mechanical*). Si tratta, come già anticipato in precedenza nei Capitoli 2 e 4, del secondo aspetto di cui occorre tenere conto in sede di progettazione, in tutti quei casi in cui si opta per la risoluzione del problema in maniera disaccoppiata, ossia scindendo l'aspetto termo-idraulico da quello termo-meccanico.

Di fatto, quanto affrontato ora rappresenta la fase di analisi che segue il *thermal design*, in cui l'obiettivo consiste nel verificare che l'integrità del rivestimento strutturale non vada in crisi a seguito dell'attivazione termica.

Per questo motivo è necessario impostare una analisi concepita secondo una formulazione TM, in cui si accoppia il problema meccanico con quello termico. Ciò consente così di quantificare l'effetto dell'attivazione termica del rivestimento andando a valutare le variazioni dello stato tensionale $\Delta\sigma$ indotte all'interno dell'elemento strutturale.

In generale, dal punto di vista teorico, un qualsiasi problema appartenente alla meccanica del continuo è basato sulla risoluzione di un insieme di equazioni, di seguito richiamate:

1. equazione di equilibrio

$$\text{div}(\sigma'_{ij}) + \rho \cdot g_i \quad (5.1)$$

2. equazioni di congruenza

$$\epsilon_{ij} = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \quad (5.2)$$

3. equazioni costitutive

$$d\sigma'_{ij} = C_{ijkl}(d\epsilon_{kl} - d\epsilon_{kl}^p) \quad (5.3)$$

dove:

- σ'_{ij} è il tensore delle tensioni efficaci;
- ρ è il peso per unità di volume del materiale;
- g_i è il vettore di gravità;
- ϵ_{ij} è il tensore di deformazione;
- u_k gli spostamenti lungo la coordinata x_k ($k=i,j$);
- C_{ijkl} è un tensore del quarto ordine, contenente i parametri elastici del materiale;
- $d\epsilon_{kl}$ è la componente di deformazione totale infinitesima;
- $d\epsilon_{kl}^p$ è la componente di deformazione plastica infinitesima.

Accanto alle equazioni 5.1, 5.2 e 5.3 è necessario specificare opportune condizioni al contorno.

Rispetto alla formulazione classica, in presenza di problemi accoppiati di tipo termo-meccanico, è necessario riformulare la relazione tra tensioni e deformazioni, ossia la legge

costitutiva. Infatti, data una generica variazione termica infinitesima dT , la corrispondente deformazione termica può essere espressa nel seguente modo:

$$d\epsilon_{kl}^T = \beta_{kl}dT \quad (5.4)$$

dove β_{kl} è un tensore che contiene i coefficienti di variazione termica volumetrici, correlati ai coefficienti di variazione termica lineare attraverso la seguente relazione:

$$\beta_{kl} = 3 \cdot \alpha_{kl} \quad (5.5)$$

Di conseguenza, la relazione (5.3) si trasforma secondo l'espressione che segue:

$$d\sigma'_{ij} = C_{ijkl}(d\epsilon_{kl} - d\epsilon_{kl}^p + d\epsilon_{kl}^T) \quad (5.6)$$

Quanto esposto può essere trattato attraverso il supporto fornito da un codice di calcolo che adotti una formulazione TM. Un esempio, in tal senso, è rappresentato dal codice alle differenze finite FLAC2D (Itasca Consulting Group, 2011). In particolare, FLAC2D permette di eseguire analisi termo-meccaniche in cui i processi di scambio termico possono essere accoppiati con la quantificazione delle tensioni indotte dalle variazioni termiche a ogni istante di tempo. L'accoppiamento avviene in maniera monodirezionale, ovvero a una variazione termica coincide una variazione nello stato tensionale, ma non viceversa (Itasca Consulting Group, 2011).

Le equazioni risolutive adottate da FLAC si basano su quanto affermato in precedenza, ovvero prevedono una riformulazione delle equazioni che governano il problema, a partire dalla modifica delle relazioni che correlano le tensioni alle deformazioni. La riscrittura delle equazioni è svolta avendo cura di mettere in evidenza, dalla quota totale di deformazione, il contributo associato alla variazione termica.

Il tasso di deformazione termica definito in funzione del tasso di variazione termica $\frac{\partial T}{\partial t}$ può essere espresso nel seguente modo (Itasca Consulting Group, 2011):

$$\frac{\partial \epsilon_{ij}^T}{\partial t} = \alpha_t \cdot \frac{\partial T}{\partial t} \cdot \delta_{ij} \quad (5.7)$$

dove δ_{ij} è il delta di Kronecker.

In assenza di pressione interstiziale, la variazione di tensione associata a una variazione termica è definita nel seguente modo (Itasca Consulting Group, 2011):

$$\Delta\sigma_{ij} = -\delta_{ij} \cdot 3 \cdot K \cdot \alpha_t \cdot \Delta T \quad (5.8)$$

dove K è il modulo di compressibilità (*bulk modulus*).

5.3 Modellazione del problema

5.3.1 Generalità

La simulazione del processo di attivazione termica del rivestimento e la quantificazione dei corrispondenti risvolti, dal punto di vista meccanico, sul rivestimento energetico può essere condotta a partire dalla costruzione di un modello numerico in cui si simula il processo di scavo, il processo di installazione del rivestimento e, infine, la fase di attivazione termica. Un modello siffatto rappresenta il punto di partenza nella procedura di verifica strutturale delle gallerie in conchi energetici.

Dal punto di vista generale, la metodologia da seguire per il dimensionamento strutturale, che verrà esposta nel seguito, è sintetizzata graficamente con uno schema concettuale riportato in Figura 5.1.

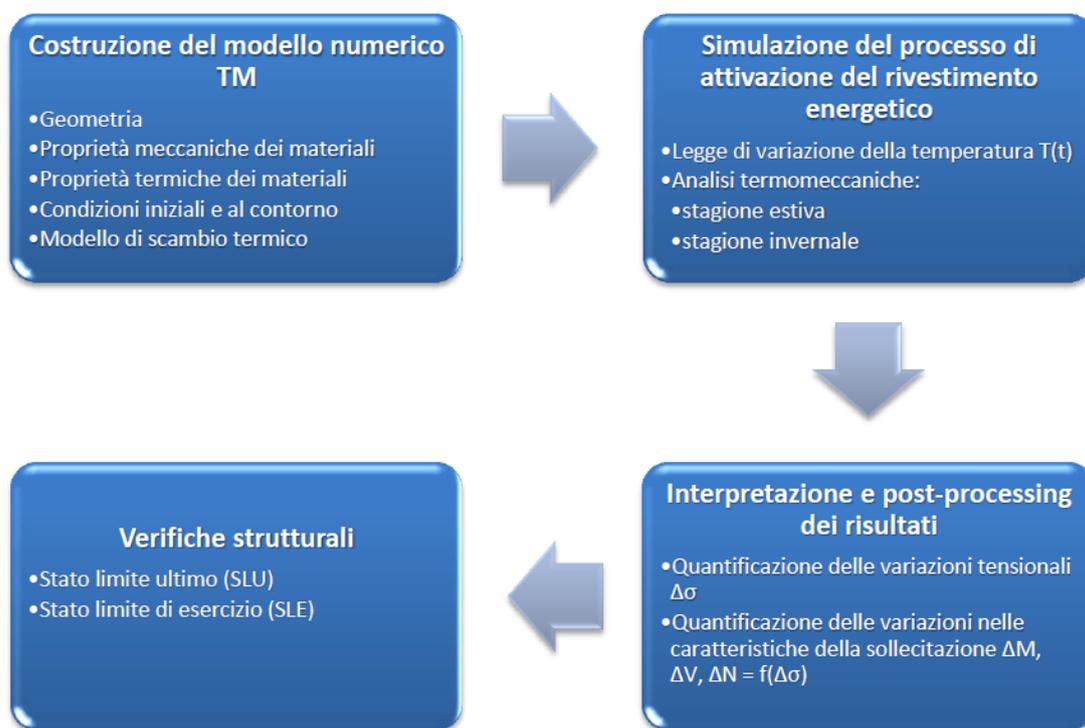


Figura 5.1. Impianto metodologico *mechanical design*

5.3.2 Geometria

La risoluzione del problema può essere affrontata in un dominio bidimensionale, considerando una sezione tipologica di una galleria energetica e ipotizzando che sia infinitamente estesa fuori dal piano.

Nella costruzione del modello completo, in cui si simula lo scavo della galleria e la successiva messa in funzione del sistema di scambio termico, si adottano le medesime dimensioni viste nel Capitolo 3, ovvero si considera un dominio esteso orizzontalmente per 160 metri e verticalmente per 105.14 m. Ciò permette di avere un modello che si estende per una distanza pari a 80 metri a sinistra, a destra e al di sotto della galleria, così da scongiurare eventuali effetti di bordo nella valutazione delle sollecitazioni nell'intorno dello scavo e, in particolar modo, all'interno del rivestimento. Al di sopra della calotta, invece, si considera un'estensione pari a 21.26 m, che corrisponde al ricoprimento in corrispondenza della sezione considerata, ovvero la medesima (sezione 2) cui si è fatto riferimento nel Capitolo 3.

In Figura 5.2 si riporta una rappresentazione d'insieme del modello, dove è possibile altresì osservare le condizioni al contorno in termini di spostamenti, che verranno discusse nel seguito della trattazione.

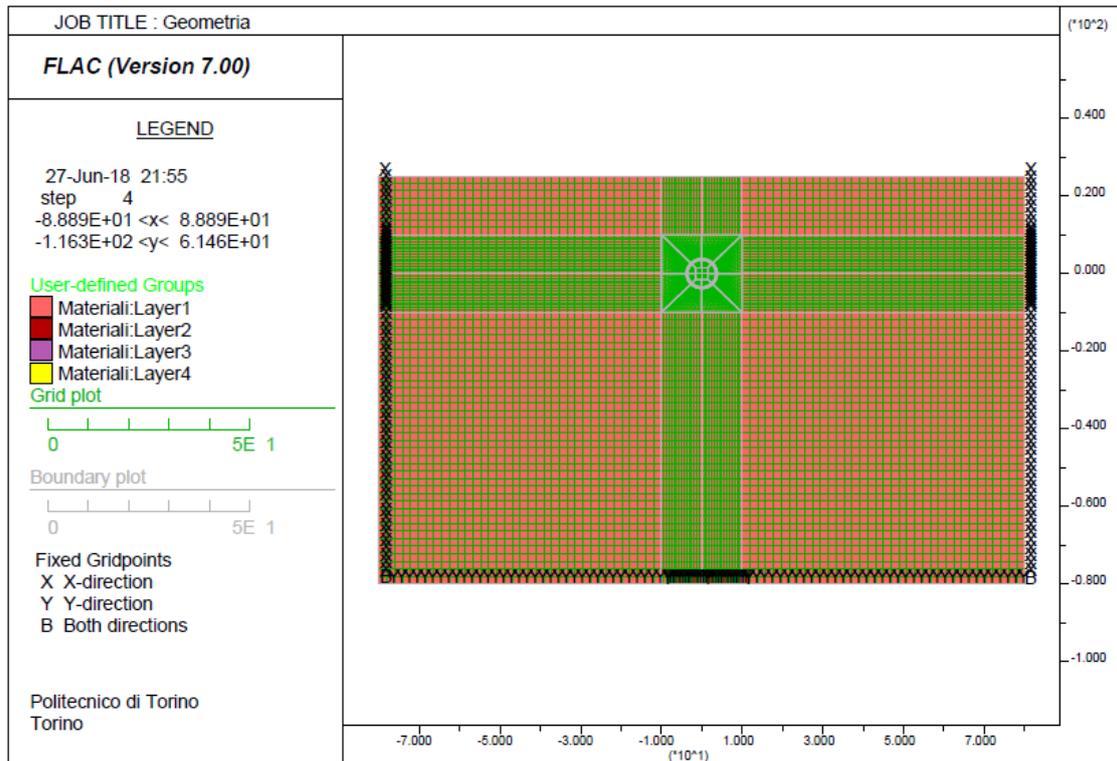


Figura 5.2. Rappresentazione d'insieme della geometria del problema

Focalizzando l'attenzione sul rivestimento in conci prefabbricati energetici, per la definizione della geometria si ipotizza di eseguire una sezione in corrispondenza della mezzeria di un anello di rivestimento realizzato con conci energetici ENERTUN, equipaggiati secondo la configurazione *ground*. Il circuito di scambio termico è installato in corrispondenza

dell'estradosso del rivestimento, con tubazioni poste a una distanza di 50 mm dal bordo esterno.

Per poter simulare l'attivazione termica del rivestimento si definisce la geometria del problema in modo tale da avere un *boundary* in corrispondenza della posizione delle tubazioni nella sezione di riferimento. Così facendo, è possibile applicare una condizione al contorno in termini di temperatura. Questi aspetti verranno trattati in modo più approfondito nella sezione relativa alle condizioni al contorno.

In Figura 5.3 è rappresentata una vista di dettaglio del dominio in corrispondenza dello scavo. Si può osservare che gli elementi sono stati dimensionati in modo tale da avere un maggiore numero di zone nelle immediate vicinanze dello scavo, aumentando progressivamente la loro dimensione al crescere della distanza. Tale scelta consente di ridurre l'onere computazionale ed è motivata dal fatto che, nel dimensionamento strutturale, ciò che interessa maggiormente sono le tensioni che si sviluppano all'interno del rivestimento.

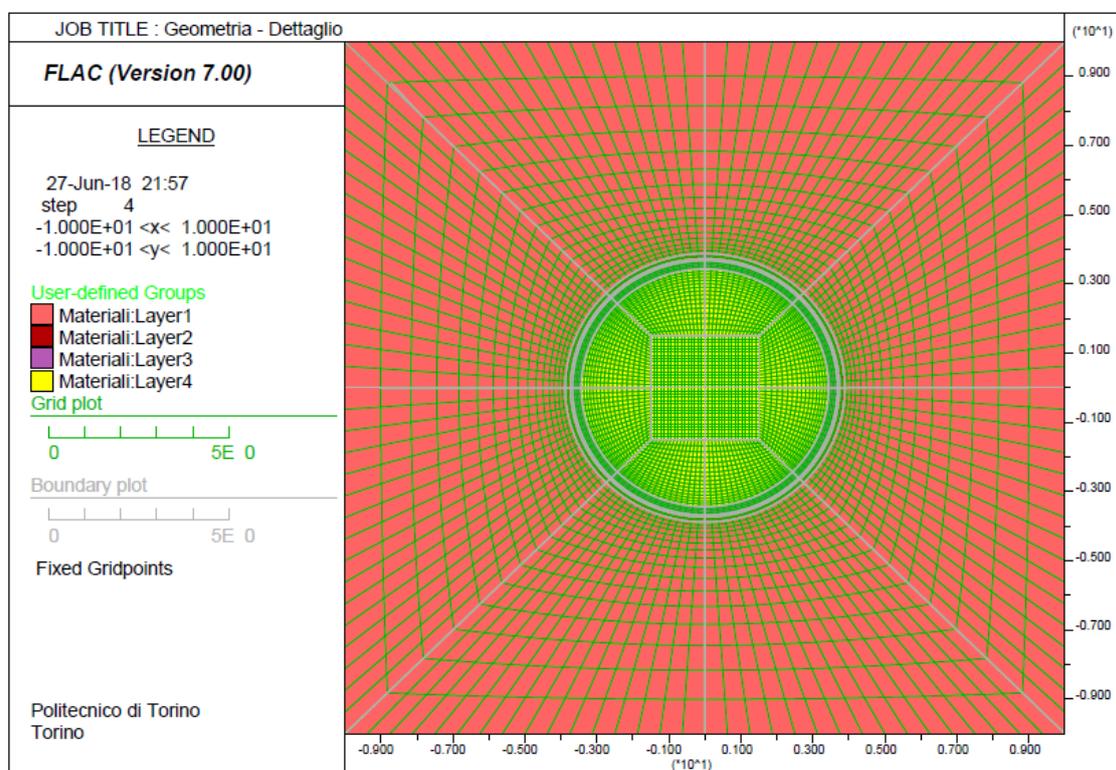


Figura 5.3. Rappresentazione di dettaglio della geometria del problema in corrispondenza dello scavo

5.3.3 Proprietà dei materiali

La costruzione di un modello numerico richiede, come noto, un’attenta analisi dei parametri di *input*. In particolare, la fase di raccolta di tali informazioni è di fondamentale importanza e richiede un’approfondita ricerca basata sulle indicazioni fornite dalla letteratura o, eventualmente, l’esecuzione di prove di laboratorio focalizzate sullo specifico caso in esame.

Nella costruzione di un modello numerico, concepito secondo una formulazione TM, si deve tenere conto del fatto che, accanto alle informazioni prettamente meccaniche quali, ad esempio, il peso specifico e le caratteristiche di deformabilità, è anche richiesta la definizione di alcuni parametri che sono strettamente correlati all’aspetto termico del problema. Infatti, risulta necessario specificare proprietà aggiuntive rispetto a quanto fatto nel Capitolo 3.

Nel dettaglio, oltre alle proprietà meccaniche del rivestimento energetico, il modello richiede la definizione di una opportuna legge di scambio termico, a cui sono associati alcuni parametri di input, quali:

- conducibilità termica λ ;
- calore specifico c .

In realtà, il codice di calcolo richiede in input un ulteriore parametro, ossia il coefficiente di espansione termica lineare α . Si tratta di un parametro di fondamentale importanza nella valutazione delle deformazioni e variazioni di tensione dovute all’attivazione termica, in quanto rientra nelle relazioni che correlano tali variazioni al gradiente termico.

Secondo quanto specificato da Bertolini (2010), “*nel campo delle normali temperature di utilizzo il calcestruzzo ha un coefficiente di dilatazione termica di $6 \div 13 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$* ”. Siccome una simile proprietà dipende dal mix design del calcestruzzo, è consigliabile approfondire il grado di conoscenza di tale parametro, eseguendo eventualmente prove di laboratorio.

In questa sede, per la definizione di tali parametri si adottano alcuni valori di riferimento desunti dall’analisi della letteratura (Sterpi *et al.*, 2017) e da prove di piastra calda condotte presso il Politecnico di Torino, per quanto concerne la conducibilità termica del calcestruzzo e della malta. I suddetti valori sono raccolti in Tabella 5.1.

Tabella 5.1. Prospetto di sintesi dei parametri termici dei materiali

Materiale	λ [W/mK]	c [J/kgK]	α [$^\circ\text{C}^{-1}$]
Cls	1.12	876	1.00E-05
Malta	2.3	876	1.00E-05
Terreno	2.8	1053	1.00E-05

Per quanto concerne l’aspetto meccanico, in analogia a quanto fatto nel Capitolo 3, il rivestimento è modellato secondo una legge costitutiva di tipo elastico. In Tabella 5.2 sono riportati i parametri meccanici del rivestimento in calcestruzzo, espressi in termini di modulo di compressibilità e di taglio, in quanto il codice alle differenze finite FLAC2D valuta le caratteristiche della deformazione e della tensione in funzione di tali parametri.

Le relazioni che legano le caratteristiche della deformazione, espresse in termini di modulo di Young e coefficiente di Poisson, con i suddetti moduli di compressibilità e di taglio sono così definite:

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad (5.9)$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (5.10)$$

Tabella 5.2. Prospetto di sintesi dei parametri meccanici dell'anello energetico

E	ν	K	G
[MPa]	[-]	[MPa]	[MPa]
28152	0.2	15640	11730

5.3.4 Condizioni iniziali e al contorno

La costruzione di un modello numerico, basato su una formulazione di tipo termomeccanico, comporta delle considerazioni aggiuntive non solo dal punto di vista delle proprietà dei materiali, ma anche in termini di condizioni iniziali e al contorno. Tali condizioni, quindi, non sono espresse solo in termini di forze/spostamenti, ma anche in termini di temperatura.

Come si può osservare in Figura 5.2, dal punto di vista meccanico sono state imposte le medesime condizioni al contorno già introdotte nella definizione del modello numerico eseguita nel Capitolo 3, ovvero:

- spostamenti orizzontali nulli in corrispondenza delle frontiere verticali;
- spostamenti verticali nulli lungo la frontiera inferiore;
- spostamenti verticali e orizzontali nulli agli spigoli inferiori;
- spostamenti liberi lungo la frontiera superiore, poiché coincidente con il piano campagna.

L'elemento di novità è costituito dalla definizione delle condizioni iniziali e al contorno di tipo termico, tra cui, in particolare, la temperatura iniziale del sottosuolo, la temperatura dell'aria interna alla galleria e la legge di temperatura associata all'attivazione termica del rivestimento.

Per quanto riguarda la definizione della temperatura iniziale del sottosuolo è possibile fare riferimento alle indicazioni suggerite dalla letteratura per il caso specifico del sottosuolo di Torino, secondo cui alla profondità di interesse la temperatura assume un valore costante durante l'intero anno pari a 14 °C (Barla e Perino, 2014). Anche per il rivestimento energetico si può adottare tale valore.

È inoltre necessario specificare una opportuna condizione al contorno che tenga conto delle fluttuazioni stagionali dell'aria interna alla galleria. Questa, come già discusso nel Capitolo 2, è altresì influenzata dal volume di traffico interno. A tal proposito, per quanto concerne la galleria metropolitana della Linea 1 di Torino, è possibile fare riferimento ad alcuni dati di monitoraggio pubblicati in letteratura (Barla *et al.*, 2016), dai quali emerge che la temperatura dell'aria interna è caratterizzata dall'andamento riportato in Figura 5.4.

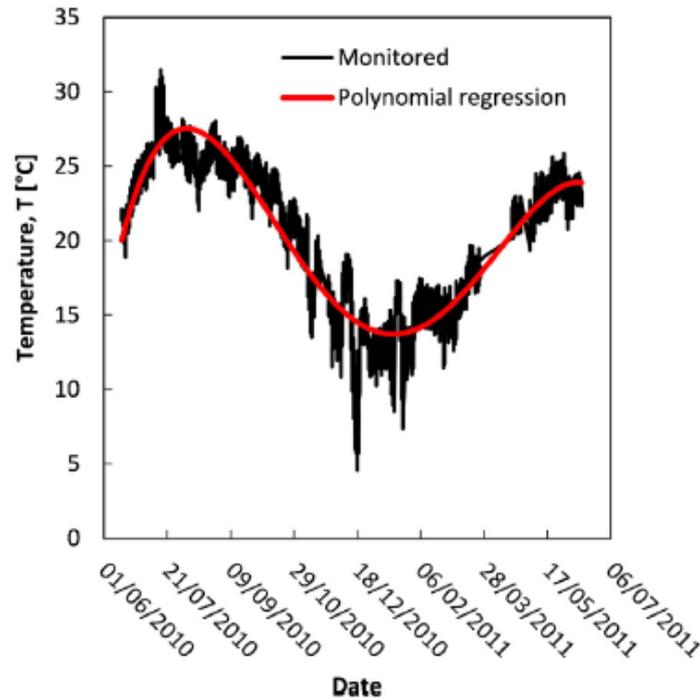


Figura 5.4. Dati di monitoraggio dell'aria interna al tunnel della metropolitana di Torino - Linea 1 (Barla *et al.*, 2016)

Sulla base di tali indicazioni, per includere nel modello l'influenza dell'aria interna si ipotizza che il contorno interno della galleria assuma valori costanti, ottenuti come media degli andamenti ricavati in sede di monitoraggio. Questi sono definiti in funzione della stagione di riferimento nel seguente modo:

- 25 °C nella stagione estiva;
- 10 °C nella stagione invernale.

L'ultima condizione al contorno ancora da definire è associata all'attivazione termica del rivestimento. La geometria del problema è stata concepita in modo tale da permettere l'applicazione, tramite il comando *FLAC apply*, di una opportuna condizione al contorno interna in corrispondenza della traccia delle tubazioni nella sezione di interesse. La posizione delle tubazioni interne all'anello energetico formato da conci ENERTUN può essere accertata nella rappresentazione di Figura 5.5.

Lungo tali contorni interni è necessario applicare una opportuna legge di temperatura che simuli ciò che avviene a seguito dell'attivazione termica del rivestimento. In particolare, si assume che il concio ENERTUN, equipaggiato secondo la configurazione *ground*, funzioni per tre mesi (novembre, dicembre e gennaio) in riscaldamento e per tre mesi (giugno, luglio e agosto) in raffreddamento.

Chiaramente le temperature del liquido termovettore in ingresso assumono valori differenti a seconda del ciclo stagionale e, in particolare, in questa sede si ipotizza che sia pari a 4 °C in inverno e 26 °C in estate. Si osservi che tali valori sono riferiti al caso di Torino,

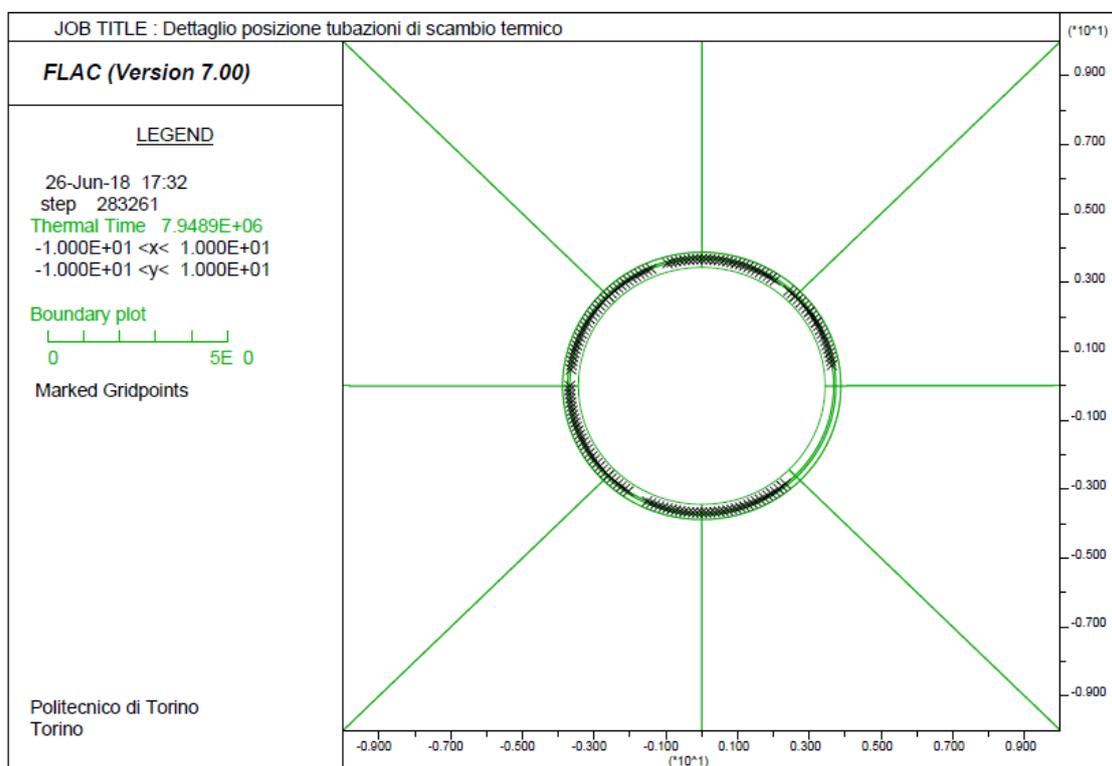


Figura 5.5. Rappresentazione della posizione delle tubazioni di scambio termico nella sezione di interesse

ovvero un sito in cui le temperature esterne sono caratterizzate da un regime di variazione di tipo continentale. È chiaro, quindi, che la legge di variazione $T(t)$ dipende dalle condizioni climatiche in cui sono poste le utenze servite dalla gallerie energetica e dalla configurazione del sistema (*ground, air* o *ground & air*).

Ragionando su un orizzonte di funzionamento temporale del sistema geotermico pari a 1 anno, si può considerare una legge di variazione della temperatura nel tempo $T(t)$, in corrispondenza dei bordi adiacenti i circuiti di scambio termico, avente un andamento come quello riportato in Figura 5.6, ovvero $T(t)$ può essere interpretata come una funzione costante a tratti.

Di fatto, quindi, si può assumere che la variazione termica sia applicata istantaneamente, ossia che a seguito dell'attivazione del sistema geotermico si abbia un immediato passaggio dalla temperatura iniziale a quella del liquido termovettore in ingresso a pieno regime.

L'applicazione di una temperatura ai contorni interni in corrispondenza delle tubazioni può essere considerata una valida strategia di simulazione del processo di scambio termico. Tuttavia, è bene specificare che ciò che conta, dal punto di vista meccanico, sono le variazioni di tensione sviluppate all'interno del rivestimento energetico a seguito dell'applicazione delle variazioni istantanee di temperatura, mentre ciò che avviene nel momento in cui si disattiva il sistema (mesi di febbraio, marzo, aprile, maggio, settembre e ottobre) non è di interesse dal punto di vista meccanico e compete alle analisi svolte in sede di *thermal design*. Di conseguenza, a livello metodologico, la valutazione degli effetti meccanici indotti dall'attivazione

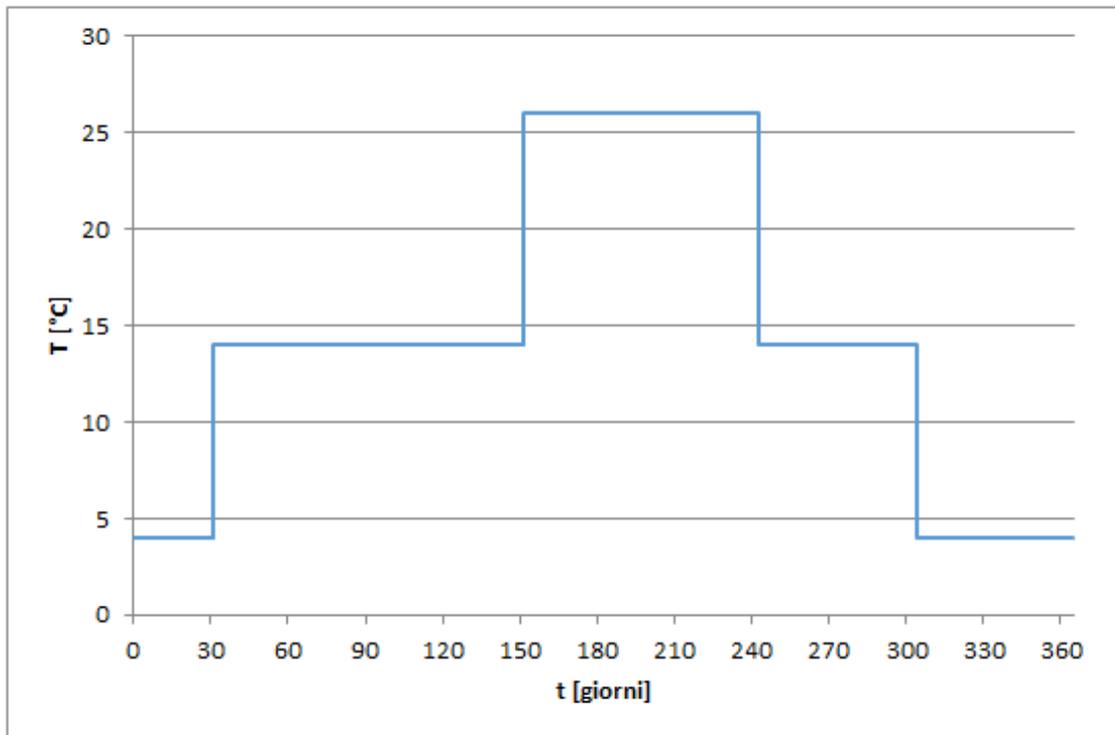


Figura 5.6. Legge di temperatura utilizzata nel modello

del sistema geotermico può essere suddivisa in due sottoanalisi, così definite:

- simulazione degli effetti meccanici dovuti all'attivazione del sistema in modalità raffreddamento (valutazione degli effetti del passaggio istantaneo a una temperatura di 26 °C);
- simulazione degli effetti meccanici dovuti all'attivazione del sistema in modalità riscaldamento (valutazione degli effetti del passaggio istantaneo a una temperatura di 4 °C).

In definitiva, l'attivazione termica del rivestimento è simulata applicando delle condizioni al contorno interne in termini di temperatura, dove i valori sono assunti costanti per l'intera durata dell'analisi e dipendono dalla stagione considerata.

In sintesi, la fase di costruzione del modello termomeccanico è quindi articolata nelle seguenti operazioni:

- definizione della geometria;
- assegnazione delle proprietà dei materiali, sia dal punto di vista termico che meccanico;
- assegnazione delle condizioni iniziali e al contorno (termiche e meccaniche);
- assunzione di un adeguato modello di scambio termico e di una legge di variazione della temperatura nel tempo $T(t)$.

5.3.5 Risoluzione del modello numerico termo-meccanico

L'analisi può essere suddivisa in due macrofasi:

- simulazione dello scavo e dell'installazione del rivestimento (analisi meccanica);
- simulazione dell'attivazione termica del rivestimento (analisi termo-meccanica).

Nella prima fase, si procede in modo del tutto simile a quanto svolto nel Capitolo 3, ovvero si simula lo scavo attraverso l'introduzione di una distribuzione di forze radiali fittizie tali da riprodurre il progressivo rilascio tensionale. In particolare, nella modellazione mediante il codice FLAC ciò può essere eseguito applicando dei vincoli fittizi lungo le pareti di scavo e valutando le corrispondenti reazioni ai vincoli. Queste ultime, cambiate di segno, sono applicate al contorno dello scavo come si può osservare in Figura 5.7 e definiscono un sistema di forze radiali che sono progressivamente ridotte durante le diverse fasi di analisi.

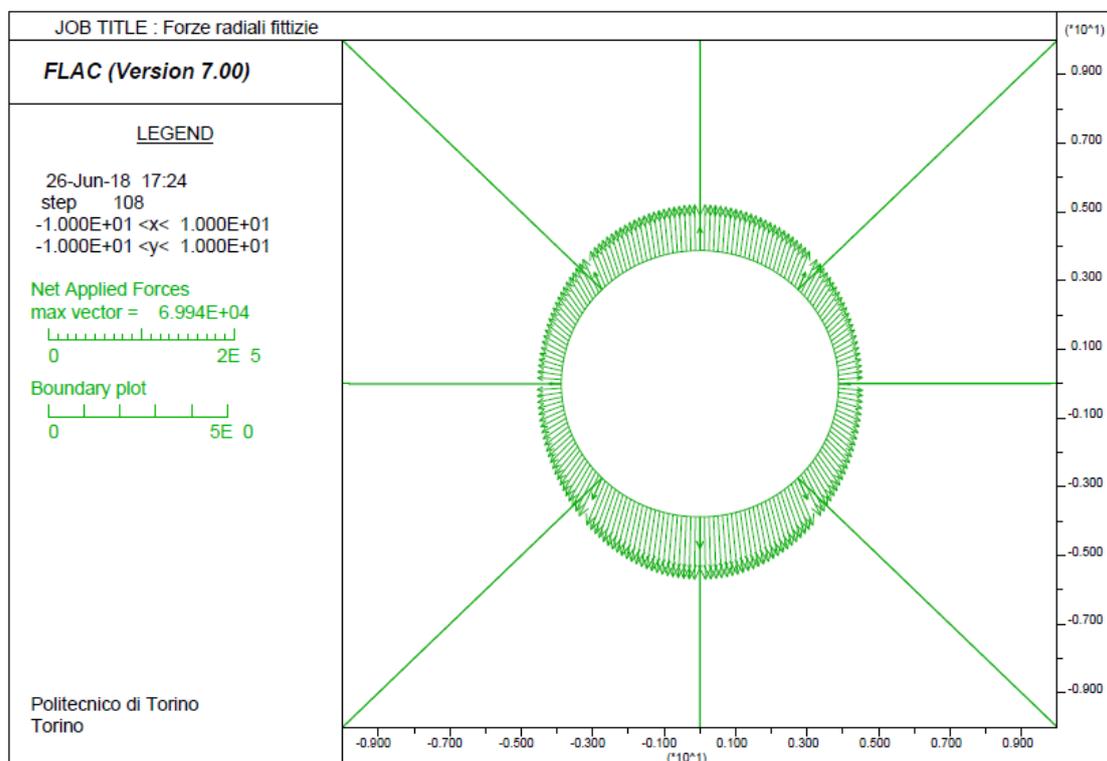


Figura 5.7. Forze radiali fittizie applicate al contorno dello scavo per simulare il progressivo rilascio tensionale

Le diverse fasi di modellazione che precedono lo scenario di attivazione termica del rivestimento sono analoghe a quelle viste e descritte nel precedente Capitolo 3.

Terminata la fase di modellazione meccanica, è possibile procedere con le analisi termo-meccaniche. Queste, come sottolineato in precedenza, possono essere suddivise a loro volta in due sottoanalisi, relative al funzionamento estivo e a quello invernale. In tali analisi, è necessario specificare la variabile temporale, ovvero la durata del calcolo. Nel caso oggetto

di studio si considera un periodo di attivazione nella stagione invernale ed estiva pari a 92 giorni.

5.4 Interpretazione dei risultati

A valle del calcolo termo-meccanico, è possibile procedere con la fase di interpretazione dei dati forniti dal modello numerico, spesso indicata con il termine *post-processing*.

In particolare, è di interesse valutare le tensioni che si sviluppano sia nelle fasi costruttive che precedono la definitiva messa in servizio, sia a seguito dell'attivazione termica del rivestimento. Infatti, è noto che tale scenario rappresenta l'elemento di maggiore novità rispetto alle considerazioni trattate nel precedente Capitolo 3, in quanto comporta lo sviluppo di variazioni tensionali di cui occorre tenere conto nel momento in cui si impostano le verifiche strutturali.

L'evoluzione dello stato tensionale nelle diverse fasi di modellazione può essere studiata in corrispondenza di sezioni specifiche quali, ad esempio, quelle poste in corrispondenza dei piedritti (di sinistra e di destra), della calotta e dell'arco rovescio dell'anello energetico.

A titolo di esempio, si discutono nel seguito i risultati ottenuti in corrispondenza del piedritto di sinistra. Si osservi che, come già evidenziato in precedenza, la valutazione degli effetti associati all'attivazione termica è stata suddivisa in due analisi separate, associate al funzionamento estivo e a quello invernale.

5.4.1 Attivazione termica estiva

In Figura 5.8 sono riportati gli andamenti delle tensioni circonferenziali σ_θ in corrispondenza del piedritto di sinistra dell'anello energetico, rispettivamente a estradosso e intradosso. Analogamente, in Figura 5.9 sono rappresentati gli andamenti riferiti alle tensioni radiali σ_r .

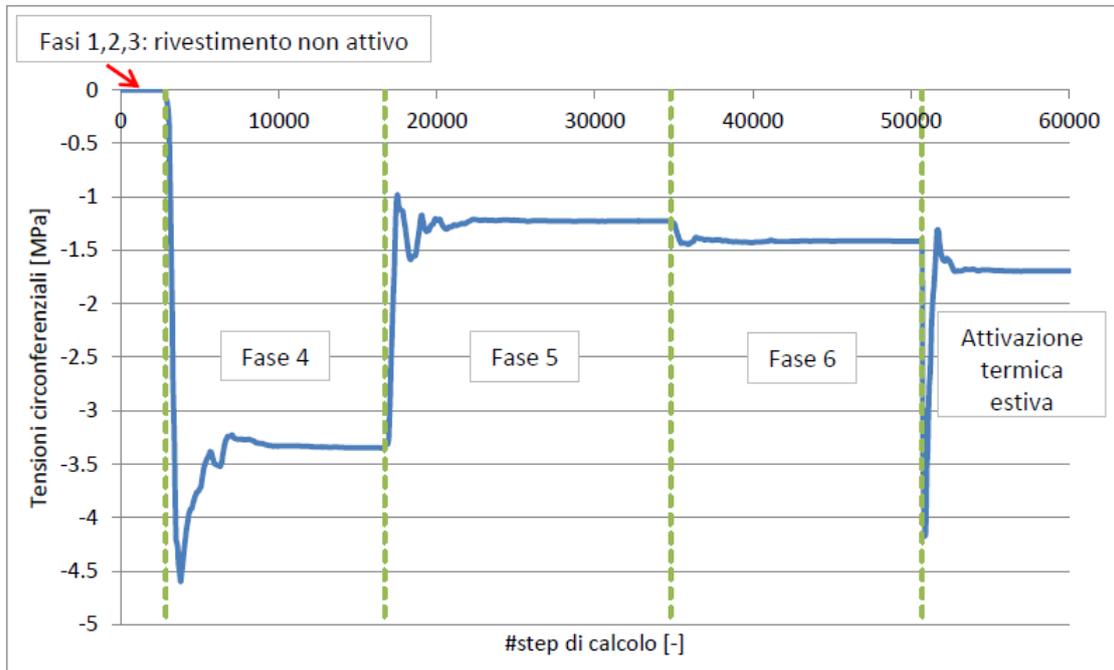
Nel dettaglio, è possibile osservare la variazione delle tensioni, nelle diverse fasi di modellazione, incluso lo scenario relativo all'attivazione termica durante la stagione estiva. Queste sono espresse in funzione del numero di cicli computazionali.

Occorre tenere presente che, in tale contesto, le tensioni di compressione presentano segno negativo, mentre quelle di trazione hanno segno positivo.

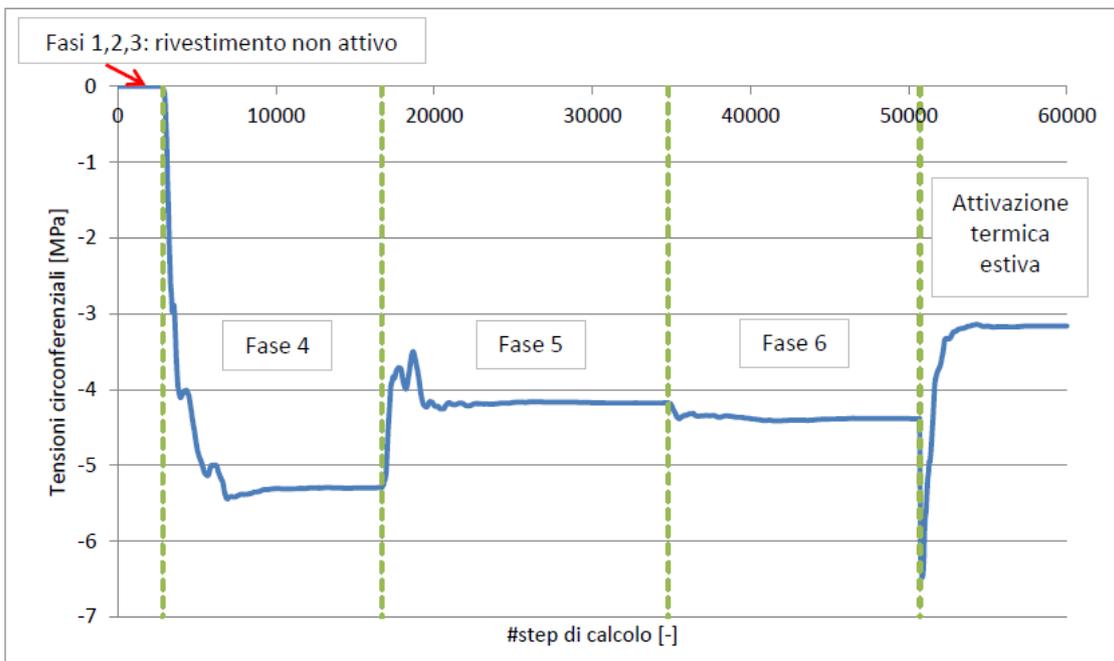
Si può evincere che nelle fasi di calcolo 1,2,3 le tensioni sono nulle. Ciò si deve al fatto che queste ultime si riferiscono alle fasi di modellazione precedenti l'attivazione e la messa in servizio del rivestimento. A partire dalla fase 4, ossia la fase di installazione del rivestimento in conci prefabbricati, con malta a tergo in pressione e rilascio tensionale dell'80%, le tensioni cominciano a evolvere. Si passa così alla fase 5, in cui la malta raggiunge lo stato indurito e si completa il rilascio tensionale in corrispondenza della sezione di interesse, sino ad arrivare alla fase 6, ossia la fase di esercizio in cui il rivestimento è soggetto all'azione del solo carico di Terzaghi. Dopo tale fase, emergono gli effetti dell'attivazione termica del rivestimento.

È importante osservare che, nella valutazione delle variazioni di tensione, occorre trascurare i picchi immediatamente successivi al passaggio alla fase successiva. L'andamento irregolare è dovuto all'instabilizzazione del modello, che necessita di un certo numero di cicli computazionali per esaurirsi.

In maniera del tutto simile a quanto svolto in precedenza, è possibile studiare lo stato tensionale in corrispondenza del piedritto di destra, della calotta e dell'arco rovescio. I grafici dai quali si può verificare l'evoluzione dello stato tensionale in tali sezioni, inclusi i risultati relativi all'attivazione termica del rivestimento, sono raccolti in Appendice A.

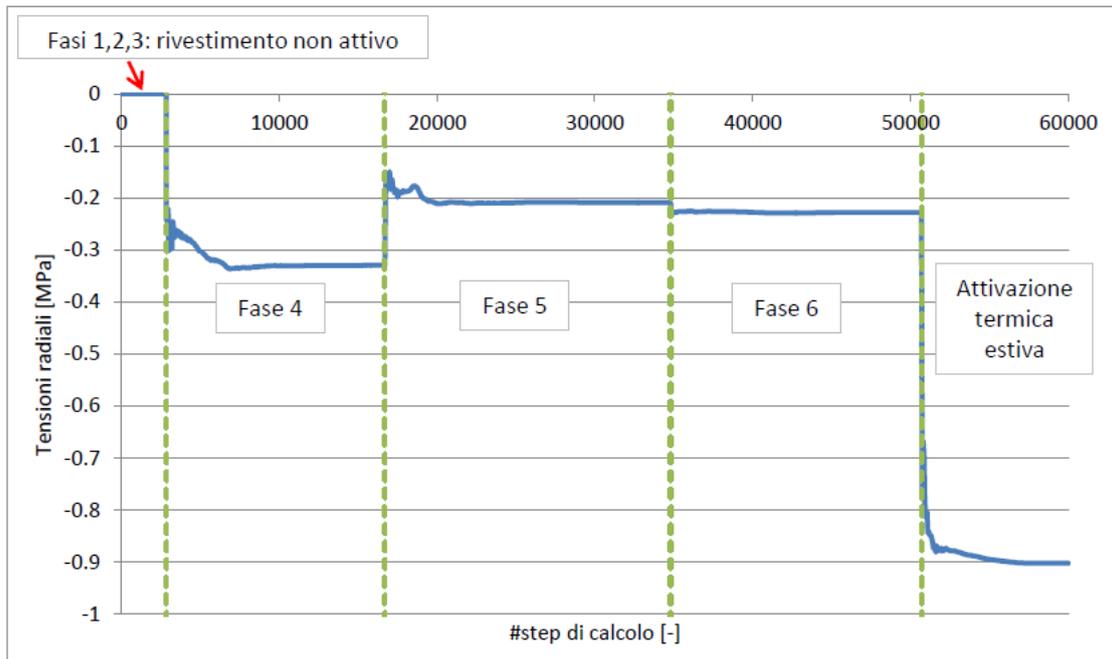


(a) estradosso

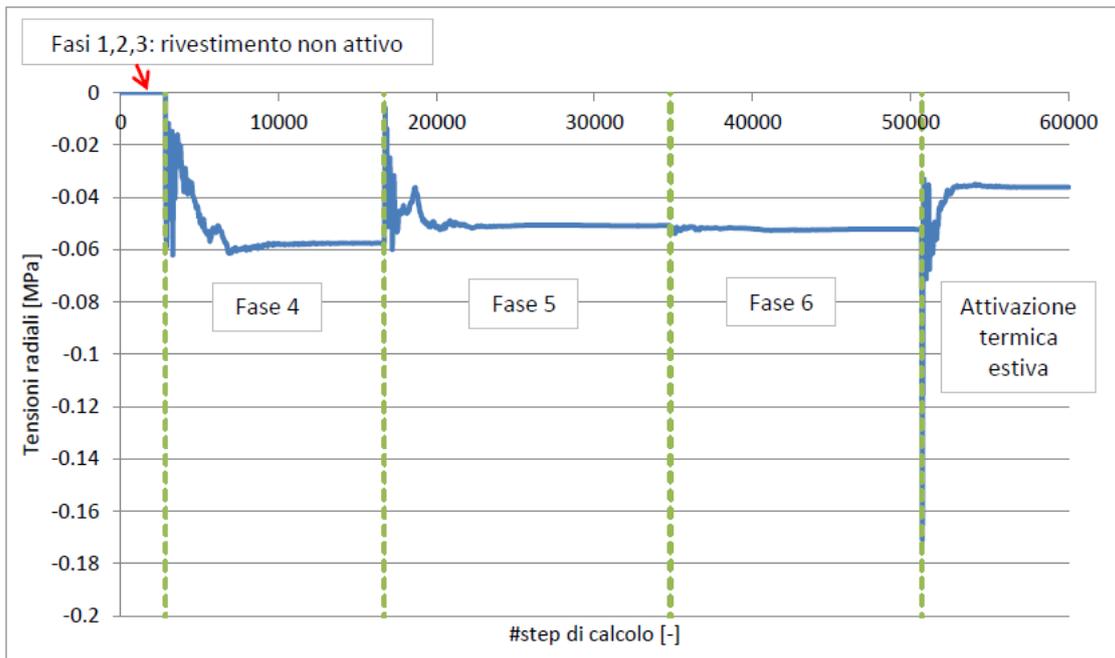


(b) intradosso

Figura 5.8. Evoluzione delle tensioni circonferenziali (inclusa l'attivazione estiva) in corrispondenza del piedritto di sinistra nelle diverse fasi di modellazione



(a) estradosso



(b) intradosso

Figura 5.9. Evoluzione delle tensioni radiali (inclusa l'attivazione estiva) in corrispondenza del piedritto di sinistra nelle diverse fasi di modellazione

Le variazioni di tensione circonferenziale associate all'attivazione termica del rivestimento, nelle diverse sezioni di riferimento, sono sintetizzate in Tabella 5.3, mentre in Tabella 5.4 sono raccolti i risultati relativi alle tensioni radiali. Si noti che una variazione di tensione avente segno positivo equivale a un incremento di tensione di compressione, ovvero nel passaggio dalla fase 6 a quella di attivazione termica si ha un incremento di compressione. Se, invece, la variazione è negativa vale il contrario, ovvero si osserva una riduzione delle tensioni di compressione.

Tabella 5.3. Variazioni di tensione circonferenziale associate all'attivazione termica estiva

	$\Delta\sigma_\theta$ [MPa]			
	pieдрritto sx	calotta	pieдрritto dx	arco rovescio
estradosso	0.30	0.20	0.30	-1.20
intradosso	-1.20	-0.90	-1.20	-0.40

Tabella 5.4. Variazioni di tensione radiale associate all'attivazione termica estiva

	$\Delta\sigma_r$ [MPa]			
	pieдрritto sx	calotta	pieдрritto dx	arco rovescio
estradosso	0.67	0.03	-0.02	0.03
intradosso	-0.02	-0.01	-0.01	-0.003

Si osserva quindi che l'ordine di grandezza di tali variazioni dovute all'attivazione termica è compreso tra il decimo di MPa e il MPa per quanto riguarda le tensioni circonferenziali, mentre per quanto concerne quelle radiali l'ordine di grandezza è pari o inferiore al decimo di MPa. A tutti gli effetti, si può dedurre che si tratta di variazioni tensionali limitate.

5.4.2 Attivazione termica invernale

Con uno schema analogo a quanto osservato per il caso di funzionamento estivo della galleria energetica, si può procedere all'interpretazione dei risultati associati alla simulazione dell'attivazione invernale, rappresentando l'evoluzione delle tensioni nelle diverse sezioni di riferimento e includendo la messa in servizio del circuito scambiatore di calore. Chiaramente, le fasi precedenti (1,2,3,4,5,6) mostrano degli andamenti analoghi a quelli visti in precedenza, dato che la modellazione precedente allo scenario di attivazione termica è comune in entrambi i casi.

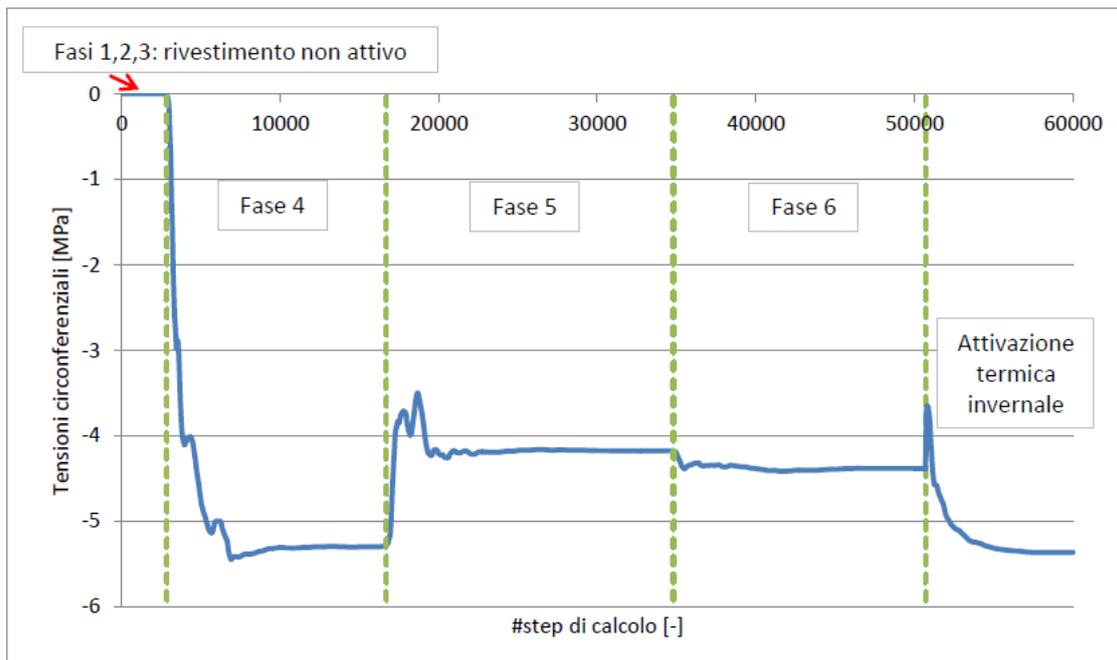
In Figura 5.10 si riportano gli andamenti delle tensioni circonferenziali a estradosso e intradosso, includendo lo scenario di attivazione termica invernale dell'anello energetico, mentre in Figura 5.11 sono rappresentati i risultati riferiti alle tensioni radiali.

I grafici dai quali è possibile cogliere l'evoluzione dello stato tensionale in direzione circonferenziale e radiale nelle diverse fasi di analisi, per quanto riguarda le sezioni di riferimento in corrispondenza della calotta, del pieдрritto di destra e dell'arco rovescio, sono riportati in Appendice B.

Le variazioni di tensione, circonferenziali e radiali, nelle diverse sezioni analizzate sono sintetizzate, rispettivamente, in Tabella 5.5 e Tabella 5.6. Si può vedere che l'ordine di grandezza di tali $\Delta\sigma$ è analogo a quanto già appurato per il caso relativo all'attivazione termica estiva.



(a) estradosso

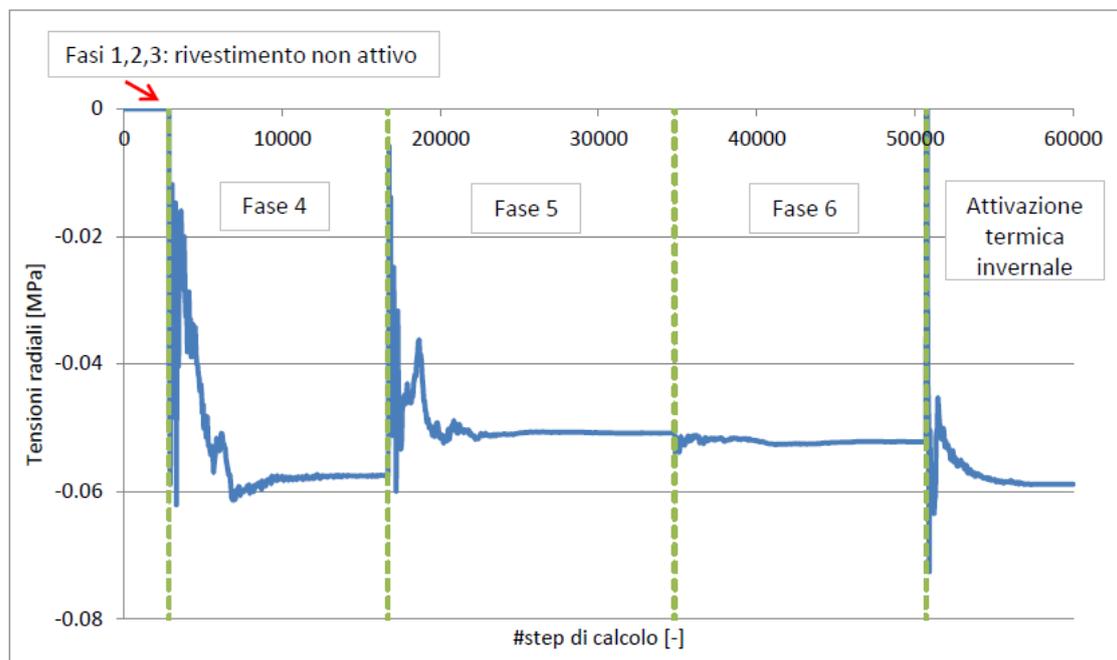


(b) intradosso

Figura 5.10. Evoluzione delle tensioni circonferenziali (inclusa l'attivazione invernale) in corrispondenza del piedritto di sinistra nelle diverse fasi di modellazione



(a) estradosso



(b) intradosso

Figura 5.11. Evoluzione delle tensioni radiali (inclusa l'attivazione invernale) in corrispondenza del piedritto di sinistra nelle diverse fasi di modellazione

Tabella 5.5. Variazioni di tensione circonferenziale associate all'attivazione termica invernale

	$\Delta\sigma_{\theta}$ [MPa]			
	piedritto sx	calotta	piedritto dx	arco rovescio
estradosso	-0.89	-0.33	-0.35	0.76
intradosso	0.98	0.79	0.75	0.45

Tabella 5.6. Variazioni di tensione radiale associate all'attivazione termica invernale

	$\Delta\sigma_r$ [MPa]			
	piedritto sx	calotta	piedritto dx	arco rovescio
estradosso	-0.47	-0.01	0.02	-0.02
intradosso	0.01	0.01	0.01	0.004

5.5 Verifiche strutturali

Una volta note le variazioni di tensione in corrispondenza delle sezioni di interesse, è possibile procedere con la definizione delle corrispondenti variazioni delle caratteristiche della sollecitazione $\Delta E(\Delta\sigma)$, necessarie per completare il progetto strutturale del rivestimento energetico.

In maniera del tutto simile a quanto già analizzato nel Capitolo 3, occorre impostare le verifiche strutturali agli stati limite ultimi e di esercizio nelle combinazioni stabilite dalle Norme Tecniche, associate alle variazioni delle caratteristiche della sollecitazione. L'effetto delle variazioni termiche in una struttura in calcestruzzo armato, dal punto di vista normativo, è classificato come una azione variabile.

A titolo di esempio, si può considerare il dimensionamento della sezione posta in corrispondenza del piedritto di sinistra. In tale posizione, si osserva che l'attivazione termica estiva comporta una variazione di tensione circonferenziale $\Delta\sigma_\theta$ pari a -1.20 MPa in intradosso e 0.30 MPa in estradosso. Di conseguenza, essendo la sezione pressoinflessa, è necessario applicare le seguenti espressioni per il calcolo delle caratteristiche della sollecitazione, a partire dalle variazioni di tensione:

- $\sigma_{max} = \Delta\sigma_{\theta,max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W}$;
- $\sigma_{min} = \Delta\sigma_{\theta,min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W}$.

Si ricavano le seguenti variazioni nelle caratteristiche della sollecitazione:

- $\Delta N = -189 \text{ kN}$
- $\Delta M = 15.8 \text{ kNm}$

Viceversa, a seguito dell'attivazione invernale si osserva una variazione di tensione circonferenziale $\Delta\sigma_\theta$ di -0.89 MPa in estradosso e di 0.98 MPa in intradosso, cui corrispondono le seguenti variazioni nelle caratteristiche della sollecitazione:

- $\Delta N = 393 \text{ kN}$
- $\Delta M = -1 \text{ kNm}$

Dal dimensionamento strutturale condotto nel Capitolo 3, è noto che in corrispondenza del piedritto di sinistra si massimizza il momento che tende le fibre a estradosso (condizione di momento M_{min}), pertanto tali variazioni associate all'attivazione termica sono da combinare, secondo le espressioni fornite dalle Norme Tecniche, assieme alle caratteristiche della sollecitazione relative alla Fase 6 (si veda Capitolo 3), ossia la fase costruttiva che simula le condizioni di lungo termine.

Seguendo un approccio analogo per le altre sezioni di interesse, quali la calotta, il piedritto di destra e l'arco rovescio, è possibile ricavare le variazioni delle caratteristiche della sollecitazione, sia nell'ipotesi di attivazione termica del rivestimento nella stagione invernale che in quella estiva.

Combinando, secondo le espressioni stabilite dalle Norme Tecniche, le caratteristiche della sollecitazione dedotte dal dimensionamento strutturale, valutate nella fase di lungo termine (Fase 6), con gli effetti dell'attivazione termica, espressi in termini di variazioni di caratteristiche della sollecitazione, è possibile ricavare i valori di progetto delle caratteristiche della sollecitazione. Questi possono essere confrontati con i corrispondenti valori resistenti in modo tale da condurre le verifiche di SLU.

Si riporta, in Figura 5.12, la verifica di SLU per pressoflessione, dove i punti sollecitanti sono stati definiti includendo gli effetti dell'attivazione termica estiva e invernale. Si osserva che la verifica risulta essere soddisfatta e non occorre aumentare l'area di armatura o modificare la geometria della sezione resistente già definita in sede di progettazione strutturale.

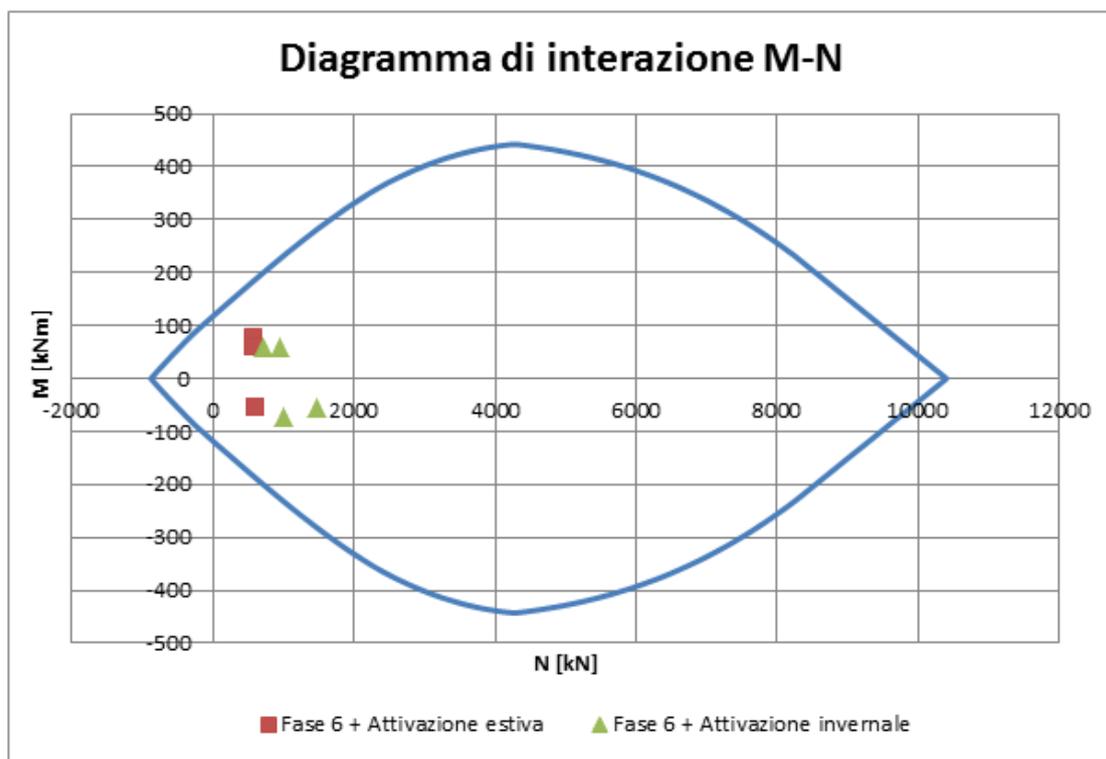


Figura 5.12. Verifica di SLU per pressoflessione: fase di lungo termine + attivazione termica del rivestimento (estate e inverno)

La verifica di SLU a taglio è certamente soddisfatta in quanto, in tali sezioni, i valori caratteristici di taglio, che sono stati ottenuti a valle del calcolo strutturale eseguito nel Capitolo 3, risultano prossimi allo zero, giacchè cadono in corrispondenza di punti di massimo del diagramma di momento flettente. Di conseguenza, l'effetto dell'attivazione termica risulta essere coperto dall'armatura a taglio, costante lungo tutto il rivestimento.

Per quanto concerne le verifiche di SLE, si può notare che i valori di progetto delle azioni sono equivalenti a quanto valutato in sede di dimensionamento strutturale (Capitolo 3). Ciò si deve al fatto che, il valore rappresentativo dell'azione variabile Q_k , ovvero l'effetto dell'attivazione termica, deve essere moltiplicato per il coefficiente di combinazione ψ_{2j} , che nel caso di azioni correlate a variazioni termiche assume un valore nullo (si veda, a tal proposito, la Tabella 2.5.I delle NTC2018). Di conseguenza, non essendoci variazioni nei valori di progetto delle azioni, le verifiche condotte in precedenza sono valide anche per lo scenario che include l'attivazione termica estiva e invernale.

A tutti gli effetti, quanto visto dimostra che l'attivazione termica del rivestimento energetico, dal punto di vista del dimensionamento strutturale, comporta l'aggiunta di uno scenario di carico rispetto a quelli ampiamente discussi nel Capitolo 3.

Fatto ciò, anche il progetto strutturale può considerarsi concluso e, quindi, è possibile garantire l'integrità del rivestimento della galleria energetica anche a seguito della messa in servizio del sistema scambiatore di calore, sia nella stagione estiva, sia nella stagione invernale.

5.6 Analisi parametriche

5.6.1 Premessa

Si è visto che l'attivazione termica del rivestimento in conci prefabbricati energetici comporta lo sviluppo, nelle stagioni invernali ed estive, di variazioni tensionali il cui ordine di grandezza è stato accertato nel precedente paragrafo.

È ora lecito chiedersi se tale ordine di grandezza sia o meno influenzato da alcuni parametri caratteristici del problema, quali, ad esempio, il coefficiente di spinta a riposo e il modulo di rigidezza del terreno circostante. Per appurare l'eventuale influenza di tali parametri sull'entità delle variazioni tensionali, si propongono i risultati di alcune analisi parametriche effettuate con il medesimo modello descritto in precedenza, nei seguenti casi:

1. coefficiente di spinta a riposo $k_0=1$;
2. coefficiente di spinta a riposo $k_0=1.5$;
3. modulo di rigidezza del terreno $E=1500$ MPa;
4. modulo di rigidezza del terreno $E=2150$ MPa.

Si vuole quindi verificare l'influenza dello stato tensionale iniziale, tramite il coefficiente di spinta a riposo k_0 , e del modulo di rigidezza del materiale circostante la galleria energetica, assumendo valori superiori rispetto a quanto visto in precedenza.

5.6.2 Influenza del coefficiente di spinta a riposo k_0

Si riportano in Tabella 5.7, Tabella 5.8, Tabella 5.9 e Tabella 5.10 alcuni prospetti riassuntivi dei risultati ottenuti dalle analisi parametriche, riferiti alla stagione estiva e invernale. Dalla lettura dei suddetti prospetti è possibile evincere che l'ordine di grandezza delle variazioni tensionali, associate alla fase di attivazione termica del rivestimento, si mantiene inalterato al variare del coefficiente di spinta a riposo del terreno. Infatti, la differenza tra i valori ottenuti nei diversi casi, dal punto di vista ingegneristico, è del tutto trascurabile.

Si può quindi affermare che lo stato tensionale iniziale non esercita alcuna influenza sull'entità delle variazioni tensionali $\Delta\sigma_\theta$ e $\Delta\sigma_r$.

Tabella 5.7. Prospetto di sintesi delle analisi parametriche: $\Delta\sigma_\theta$ al variare del coefficiente di spinta a riposo k_0 riferite all'attivazione estiva

Attivazione termica estiva				
$k_0=0.426$	$\Delta\sigma_\theta$ [MPa]			
	pieдрritto sx	calotta	pieдрritto dx	arco rovescio
estradosso	0.30	0.20	0.30	-1.20
intradosso	-1.20	-0.90	-1.20	-0.40
$k_0=1.0$	$\Delta\sigma_\theta$ [MPa]			
	pieдрritto sx	calotta	pieдрritto dx	arco rovescio
estradosso	0.28	0.23	0.28	-1.19
intradosso	-1.22	-0.95	-1.18	-0.35
$k_0=1.5$	$\Delta\sigma_\theta$ [MPa]			
	pieдрritto sx	calotta	pieдрritto dx	arco rovescio
estradosso	0.28	0.23	0.28	-1.19
intradosso	-1.21	-0.94	-1.18	-0.35

Tabella 5.8. Prospetto di sintesi delle analisi parametriche: $\Delta\sigma_r$ al variare del coefficiente di spinta a riposo k_0 riferite all'attivazione estiva

Attivazione termica estiva				
$k_0=0.426$	$\Delta\sigma_r$ [MPa]			
	pieдрritto sx	calotta	pieдрritto dx	arco rovescio
estradosso	0.67	0.03	-0.02	0.03
intradosso	-0.02	-0.01	-0.01	-0.003
$k_0=1.0$	$\Delta\sigma_r$ [MPa]			
	pieдрritto sx	calotta	pieдрritto dx	arco rovescio
estradosso	0.67	0.03	-0.02	0.03
intradosso	-0.01	-0.01	-0.01	-0.003
$k_0=1.5$	$\Delta\sigma_r$ [MPa]			
	pieдрritto sx	calotta	pieдрritto dx	arco rovescio
estradosso	0.67	0.03	-0.02	0.03
intradosso	-0.02	-0.01	-0.01	-0.003

Tabella 5.9. Prospetto di sintesi delle analisi parametriche: $\Delta\sigma_\theta$ al variare del coefficiente di spinta a riposo k_0 riferite all'attivazione invernale

Attivazione termica invernale				
$k_0=0.426$	$\Delta\sigma_\theta$ [MPa]			
	piedritto sx	calotta	piedritto dx	arco rovescio
estradosso	-0.89	-0.33	-0.35	0.76
intradosso	0.98	0.79	0.75	0.45
$k_0=1.0$	$\Delta\sigma_\theta$ [MPa]			
	piedritto sx	calotta	piedritto dx	arco rovescio
estradosso	-0.89	-0.33	-0.34	0.77
intradosso	0.97	0.78	0.74	0.44
$k_0=1.5$	$\Delta\sigma_\theta$ [MPa]			
	piedritto sx	calotta	piedritto dx	arco rovescio
estradosso	-0.89	-0.33	-0.34	0.77
intradosso	0.97	0.78	0.74	0.45

Tabella 5.10. Prospetto di sintesi delle analisi parametriche: $\Delta\sigma_r$ al variare del coefficiente di spinta a riposo k_0 riferite all'attivazione invernale

Attivazione termica invernale				
$k_0=0.426$	$\Delta\sigma_r$ [MPa]			
	piedritto sx	calotta	piedritto dx	arco rovescio
estradosso	0.67	0.03	-0.02	0.03
intradosso	-0.02	-0.01	-0.01	-0.003
$k_0=1.0$	$\Delta\sigma_r$ [MPa]			
	piedritto sx	calotta	piedritto dx	arco rovescio
estradosso	0.67	0.03	-0.02	0.03
intradosso	-0.01	-0.01	-0.01	-0.003
$k_0=1.5$	$\Delta\sigma_r$ [MPa]			
	piedritto sx	calotta	piedritto dx	arco rovescio
estradosso	0.67	0.03	-0.02	0.03
intradosso	-0.02	-0.01	-0.01	-0.003

5.6.3 Influenza del modulo di Young

I risultati delle analisi parametriche volte ad accertare l'influenza del modulo di Young E sull'entità delle variazioni di tensione $\Delta\sigma$ sono sintetizzati nei prospetti di Tabella 5.11, Tabella 5.12, Tabella 5.13 e Tabella 5.14.

Si osserva che il modulo di Young influenza in alcune situazioni l'entità delle variazioni di tensione, in particolare quelle circonferenziali. Tuttavia, tale influenza è limitata nella maggior parte dei casi a ordini di grandezza inferiori al MPa.

Tabella 5.11. Prospetto di sintesi delle analisi parametriche: $\Delta\sigma_\theta$ al variare del modulo di Young E riferite all'attivazione estiva

Attivazione termica estiva				
E=215 MPa	$\Delta\sigma_\theta$ [MPa]			
	pieдрritto sx	calotta	pieдрritto dx	arco rovescio
estradosso	0.30	0.20	0.30	-1.20
intradosso	-1.20	-0.90	-1.20	-0.40
E=1500 MPa	$\Delta\sigma_\theta$ [MPa]			
	pieдрritto sx	calotta	pieдрritto dx	arco rovescio
estradosso	0.97	0.45	0.97	-0.47
intradosso	-0.51	0.00	-0.47	0.66
E=2150 MPa	$\Delta\sigma_\theta$ [MPa]			
	pieдрritto sx	calotta	pieдрritto dx	arco rovescio
estradosso	1.20	0.53	1.20	-0.20
intradosso	-0.31	0.32	-0.22	0.98

Tabella 5.12. Prospetto di sintesi delle analisi parametriche: $\Delta\sigma_r$ al variare del modulo di Young E riferite all'attivazione estiva

Attivazione termica estiva				
E=215 MPa	$\Delta\sigma_r$ [MPa]			
	pieдрritto sx	calotta	pieдрritto dx	arco rovescio
estradosso	0.67	0.03	-0.02	0.03
intradosso	-0.02	-0.01	-0.01	-0.003
E=1500 MPa	$\Delta\sigma_r$ [MPa]			
	pieдрritto sx	calotta	pieдрritto dx	arco rovescio
estradosso	0.73	0.11	0.03	0.09
intradosso	-0.01	0.00	-0.01	0.01
E=2150 MPa	$\Delta\sigma_r$ [MPa]			
	pieдрritto sx	calotta	pieдрritto dx	arco rovescio
estradosso	0.75	0.14	0.05	0.11
intradosso	-0.01	0.001	-0.003	0.01

Tabella 5.13. Prospetto di sintesi delle analisi parametriche: $\Delta\sigma_\theta$ al variare del modulo di Young E riferite all'attivazione invernale

Attivazione termica invernale				
E=215 MPa	$\Delta\sigma_\theta$ [MPa]			
	pieдрritto sx	calotta	pieдрritto dx	arco rovescio
estradosso	-0.89	-0.33	-0.35	0.76
intradosso	0.98	0.79	0.75	0.45
E=1500 MPa	$\Delta\sigma_\theta$ [MPa]			
	pieдрritto sx	calotta	pieдрritto dx	arco rovescio
estradosso	-1.11	-0.38	-0.56	0.31
intradosso	0.98	0.58	0.74	-0.18
E=2000 MPa	$\Delta\sigma_\theta$ [MPa]			
	pieдрritto sx	calotta	pieдрritto dx	arco rovescio
estradosso	-1.15	-0.39	-0.54	0.15
intradosso	0.94	0.50	0.79	-0.34

Tabella 5.14. Prospetto di sintesi delle analisi parametriche: $\Delta\sigma_r$ al variare del modulo di Young E riferite all'attivazione invernale

Attivazione termica invernale				
E=215 MPa	$\Delta\sigma_r$ [MPa]			
	pieдрritto sx	calotta	pieдрritto dx	arco rovescio
estradosso	-0.47	-0.01	0.02	-0.02
intradosso	0.01	0.01	0.01	0.004
E=1500 MPa	$\Delta\sigma_r$ [MPa]			
	pieдрritto sx	calotta	pieдрritto dx	arco rovescio
estradosso	-0.48	-0.03	0.02	-0.06
intradosso	0.01	0.01	0.01	-0.02
E=2150 MPa	$\Delta\sigma_r$ [MPa]			
	pieдрritto sx	calotta	pieдрritto dx	arco rovescio
estradosso	-0.49	-0.03	0.02	-0.07
intradosso	0.01	0.01	0.01	-0.004

5.7 Proposta alternativa per la modellazione del problema

I risultati delle analisi parametriche evidenziano il fatto che l'influenza dello stato tensionale iniziale, preso in considerazione nelle analisi attraverso una variazione del coefficiente di spinta a riposo k_0 , è del tutto trascurabile dal punto di vista ingegneristico. La variazione della rigidità del terreno circostante, invece, mostra una seppur minima influenza sull'entità delle variazioni tensionali.

Siccome lo stato tensionale iniziale del terreno non mostra notevole impatto sulle variazioni di tensione $\Delta\sigma(\Delta T)$ che si sviluppano nell'anello energetico a seguito dell'attivazione termica in entrambe le stagioni (invernale ed estiva), è lecito chiedersi se tale scenario possa essere simulato attraverso l'introduzione di un modello semplificato, alternativo rispetto alla procedura sopra descritta.

Una proposta alternativa di modellazione, alla luce di quanto osservato eseguendo le analisi parametriche, può prevedere di riprodurre la sola geometria del rivestimento, come può essere osservato nella rappresentazione di Figura 5.13. Ciò permette di ridurre il costo computazionale delle analisi volte ad accertare le variazioni di stato tensionale all'interno del rivestimento, in quanto si riduce notevolmente la geometria del problema.

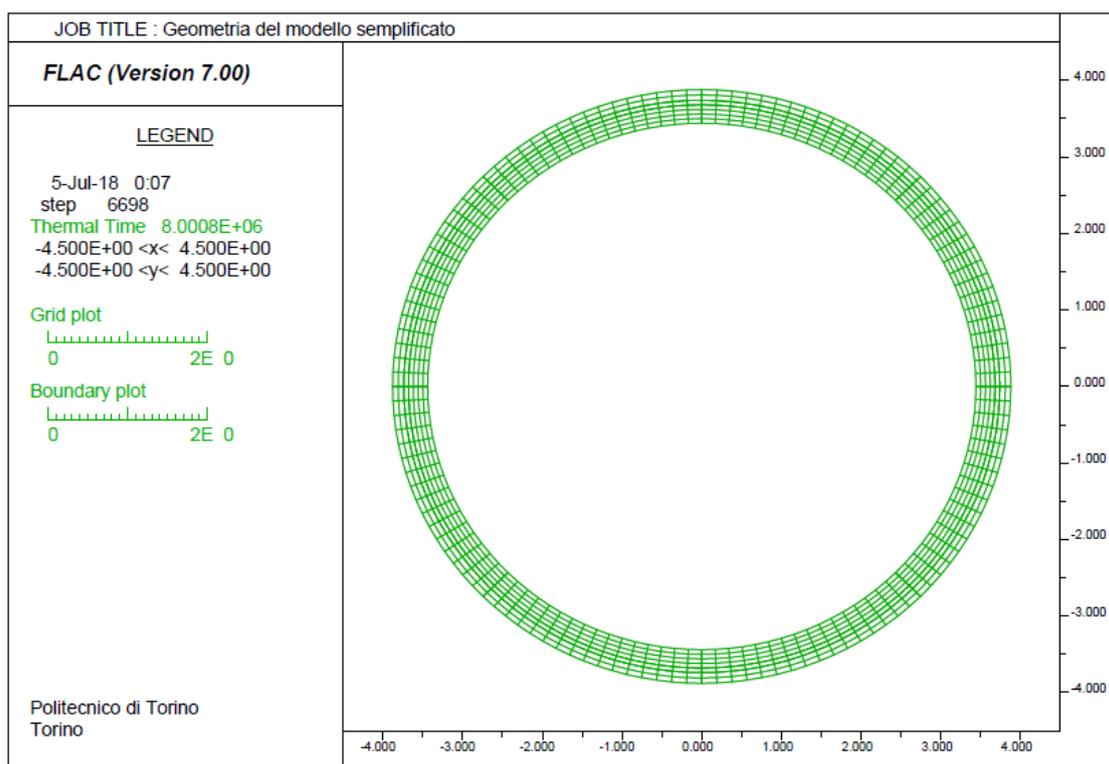


Figura 5.13. Geometria del modello semplificato proposto

In base a quanto sottolineato in precedenza, è di fondamentale importanza avere cura di applicare opportune condizioni al contorno. Innanzitutto, si deve tenere conto della

posizione delle tubazioni all'interno del rivestimento, rappresentate in nero in Figura 5.14, inserendo delle opportune condizioni al contorno interne, oltre che delle condizioni iniziali e delle temperatura dell'aria interna, come è stato ampiamente discusso in precedenza.

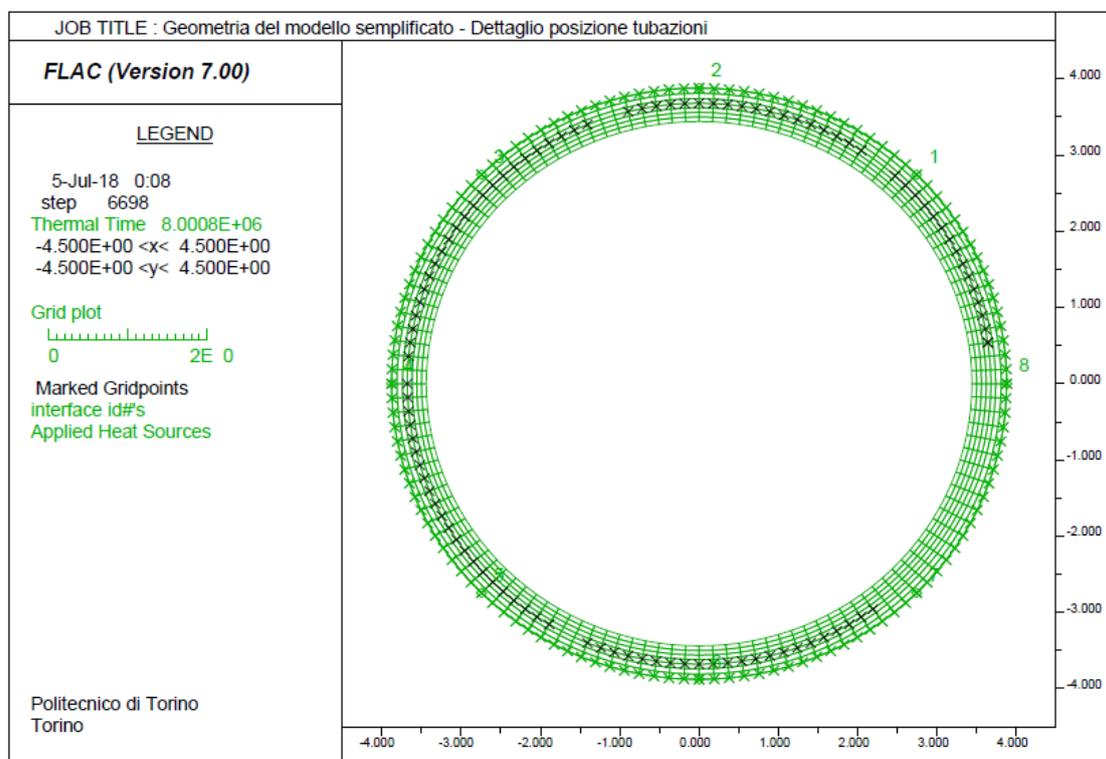


Figura 5.14. Geometria del modello semplificato proposto - posizione delle tubazioni

In aggiunta, deve essere fissata una condizione al contorno aggiuntiva, tale da prendere in considerazione la presenza del terreno circostante. Infatti, risulta necessario introdurre degli elementi tali da riprodurre il confinamento operato da parte del terreno circostante sull'anello energetico. Tali elementi, dal punto di vista concettuale, possono essere schematizzati come molle, aventi caratteristiche di rigidità fissate in funzione delle proprietà meccaniche del terreno. Ciò permette di prendere in considerazione quanto si evince dall'interpretazione dei risultati delle analisi parametriche, dove si è evidenziato il fatto che le caratteristiche di deformabilità appaiono influenzare, seppur minimamente, le variazioni tensionali associate all'attivazione termica del rivestimento.

In particolare, per la definizione di tali molle, che possono essere introdotte nel codice FLAC2D mediante l'assegnazione di una opportuna *interface*, si può fare utilizzo della formulazione proposta da Galerkin, secondo la quale la rigidità equivalente delle molle è espressa attraverso la seguente relazione:

$$k_n = \frac{E_t}{R(1 + \nu)} \quad (5.11)$$

dove:

- E_t è il modulo di rigidezza del terreno;
- ν è il coefficiente di Possion;
- R è il raggio esterno dell'anello energetico.

Tale formulazione permette di ricavare la rigidezza normale equivalente delle molle, adatta a riprodurre il confinamento operato da un terreno reagente a sola compressione, come nel caso oggetto di studio.

5.8 Conclusioni

In questo capitolo è stato possibile evidenziare gli aspetti caratterizzanti il *mechanical design* delle gallerie energetiche, con particolare riferimento al caso di una galleria energetica equipaggiata con un rivestimento in conci energetici ENERTUN nella configurazione *ground*. In particolare, si è potuto constatare la necessità di ricorrere ad analisi accoppiate termiche e meccaniche per poter appurare gli effetti che l'attivazione termica del rivestimento comporta in termini di tensioni e deformazioni.

Dal punto di vista metodologico, si è giunti alla definizione di una proposta di procedura per il dimensionamento meccanico delle gallerie energetiche, con riferimento allo scenario di attivazione del sistema geotermico. Tale metodologia può essere sintetizzata nelle seguenti fasi:

1. costruzione del modello numerico termomeccanico:
 - individuazione delle proprietà dei materiali (meccaniche e termiche);
 - condizioni iniziali e al contorno (meccaniche e termiche);
 - definizione di una opportuna legge di scambio termico;
2. simulazione del processo di attivazione termica del rivestimento:
 - attivazione in modalità riscaldamento;
 - attivazione in modalità raffrescamento;
3. *post-processing* dei dati:
 - valutazione degli andamenti delle variazioni di tensione;
 - quantificazione delle variazioni delle caratteristiche della sollecitazione;
4. verifiche strutturali:
 - verifiche di SLU;
 - verifiche di SLE.

In aggiunta, è stata formulata una procedura alternativa di dimensionamento strutturale dell'anello energetico, in cui gli effetti dell'attivazione termica sono valutati considerando una geometria del problema semplificata, caratterizzata dalla presenza del solo anello di rivestimento.

Capitolo 6

Conclusioni

Il presente lavoro di tesi ha permesso di illustrare gli elementi di maggiore novità che caratterizzano il dimensionamento delle gallerie energetiche, costruite con tecnica di scavo meccanizzato, tramite utilizzo di conci prefabbricati energetici.

In particolare, è stato possibile osservare che, rispetto al dimensionamento strutturale dei conci utilizzati per la costruzione del rivestimento definitivo tradizionale, nel caso delle gallerie energetiche e, quindi, dei conci energetici, la progettazione richiede l'esecuzione di due fasi aggiuntive, denominate *thermal design* e *mechanical design*. La prima riguarda il dimensionamento energetico del sistema scambiatore di calore, in cui l'attenzione del progettista deve essere focalizzata sull'efficienza del sistema geotermico, sulla progettazione degli impianti e sulla sostenibilità ambientale. La seconda fase, invece, ha come obiettivo la quantificazione degli effetti che l'attivazione termica del sistema comporta, dal punto di vista tensionale, sul rivestimento.

In tale sede, si è prestata particolare attenzione nel descrivere gli aspetti caratterizzanti il *mechanical design*, proponendo altresì una procedura per il dimensionamento strutturale delle gallerie energetiche. Si è potuto osservare che la quantificazione degli effetti meccanici associati all'attivazione termica del sistema richiede una riformulazione delle equazioni che governano la risoluzione di un problema meccanico, tali da includere l'aspetto termico del problema. Di conseguenza, la progettazione strutturale richiede l'utilizzo di metodologie di calcolo basate su un modello termo-meccanico.

Si è potuto constatare che la valutazione degli effetti meccanici associati all'attivazione termica del rivestimento equivale, a tutti gli effetti, alla definizione di uno scenario di carico aggiuntivo rispetto a quanto avviene nella progettazione delle gallerie. Siccome l'attivazione termica è caratterizzata da variazioni di temperatura che dipendono dalla stagione di funzionamento, si è visto che tale scenario può essere analizzato suddividendolo in due sotto-analisi, relative alla stagione estiva e alla stagione invernale. Ciò permette di analizzare, separatamente, gli effetti meccanici all'interno del rivestimento, in particolare le variazioni dello stato tensionale, dalle quali è possibile ricavare le variazioni delle caratteristiche della sollecitazione, da includere nelle verifiche strutturali del rivestimento.

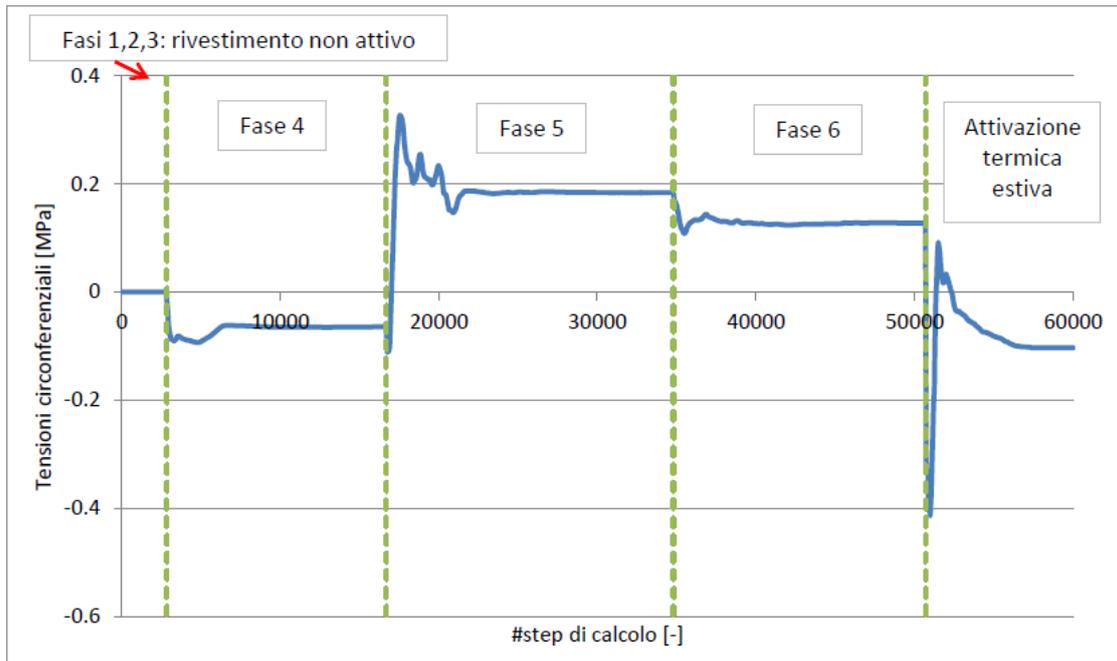
In aggiunta, sono state condotte alcune analisi parametriche volte ad accertare l'influenza dello stato tensionale iniziale, preso in considerazione tramite il coefficiente di spinta a riposo k_0 , e del modulo di rigidezza E . Queste hanno permesso di evidenziare che una variazione dello stato tensionale iniziale non esercita alcun effetto sull'entità delle variazioni di tensione dovute all'attivazione termica, mentre il modulo di rigidezza E mostra una certa influenza, anche se fortemente limitata.

In base a tali considerazioni, è stato proposto un modello semplificato per lo sviluppo del *mechanical design*, in cui lo scenario di attivazione termica del rivestimento è simulato attraverso la costruzione di un modello numerico la cui geometria prende in considerazione il solo anello di rivestimento. Il confinamento del terreno può essere modellato tramite l'introduzione di opportune condizioni al contorno, mediante degli elementi molla le cui proprietà sono definite in funzione della rigidità del terreno, così da tenere in considerazione degli aspetti emersi dalle analisi parametriche, ovvero dell'influenza della rigidità del terreno circostante sull'entità delle variazioni dello stato tensionale associate all'attivazione termica del rivestimento.

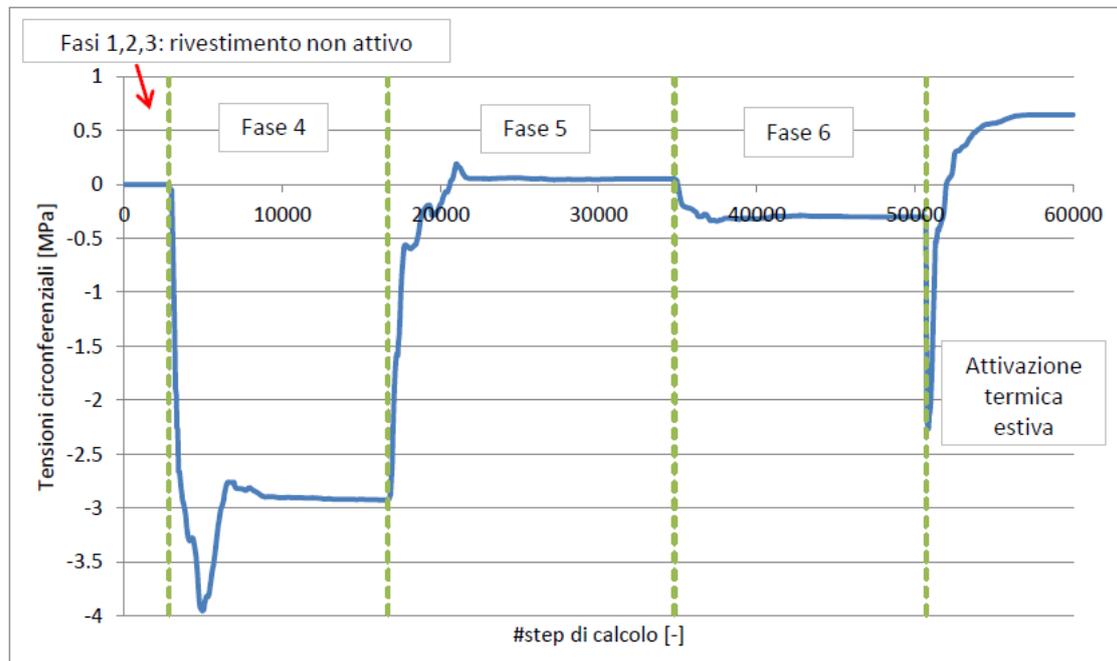
Si osservi, infine, che quanto visto ha permesso di dimostrare la fattibilità delle gallerie energetiche, fornendo una metodologia di dimensionamento utile per la pratica progettuale. È auspicabile che sia sempre più diffusa la conoscenza delle potenzialità di tale innovativa tecnologia di sfruttamento del potenziale geotermico superficiale, in modo tale da accrescere la consapevolezza nell'utilizzo di tale tecnologia, così da abbattere l'emissione di CO₂ per sconfiggere, in futuro, il problema dell'inquinamento atmosferico, spesso fonte di disagio soprattutto nei grandi centri urbani.

Appendice A

Attivazione termica estiva

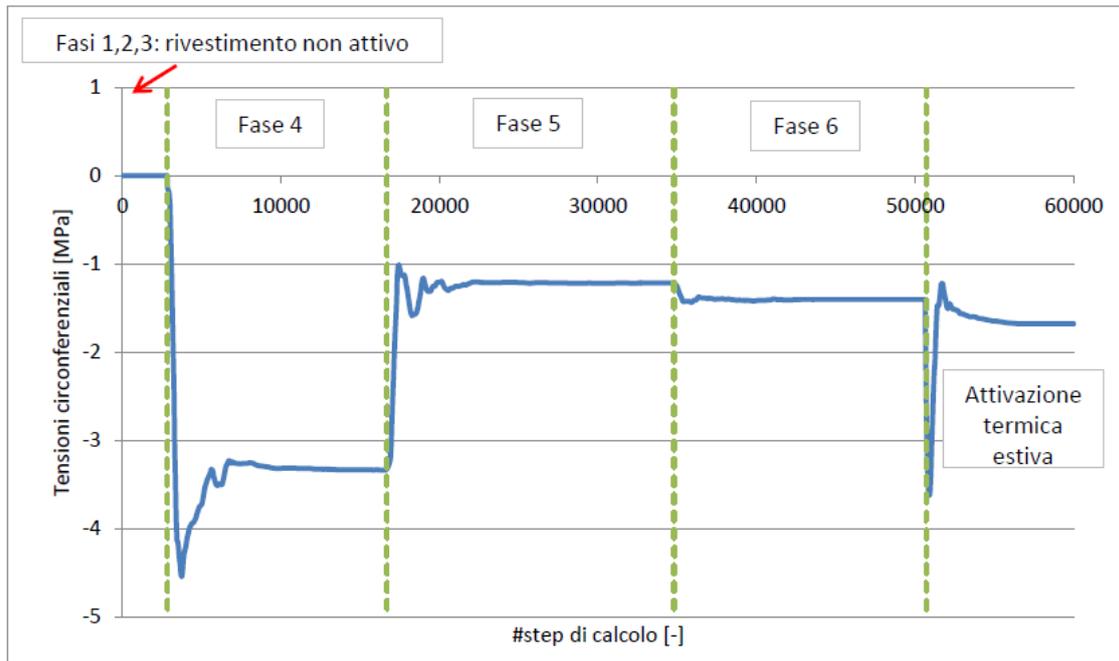


(a) estradosso



(b) intradosso

Figura A.1. Evoluzione delle tensioni circonferenziali (inclusa l'attivazione estiva) in corrispondenza della calotta nelle diverse fasi di modellazione



(a) estradosso

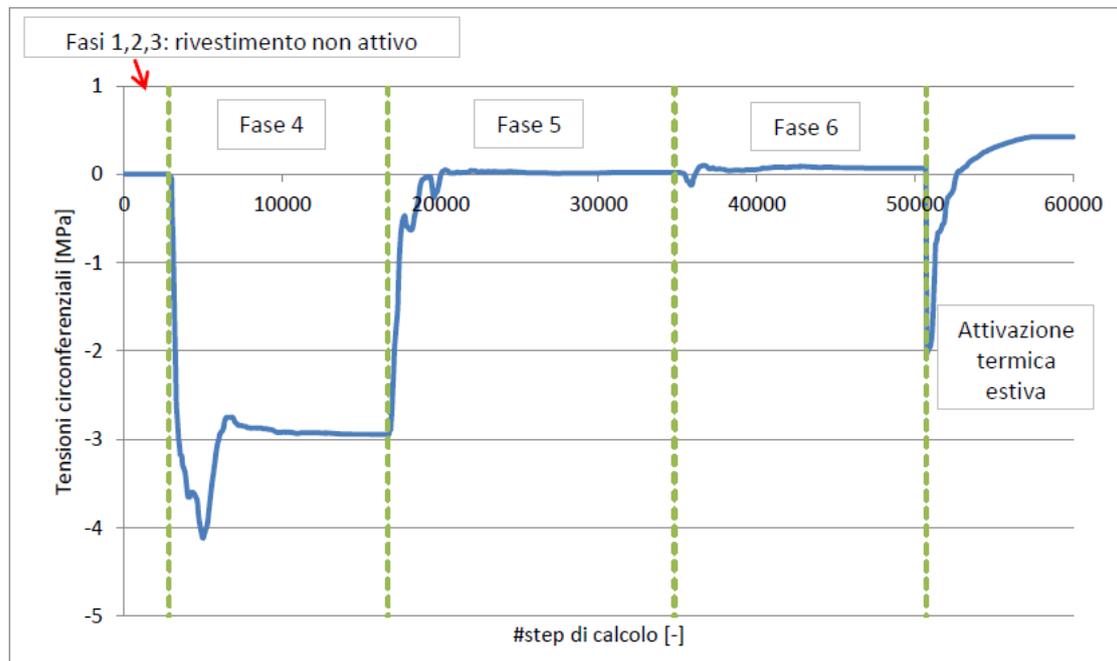


(b) intradosso

Figura A.2. Evoluzione delle tensioni circonferenziali (inclusa l'attivazione estiva) in corrispondenza del piedritto di destra nelle diverse fasi di modellazione

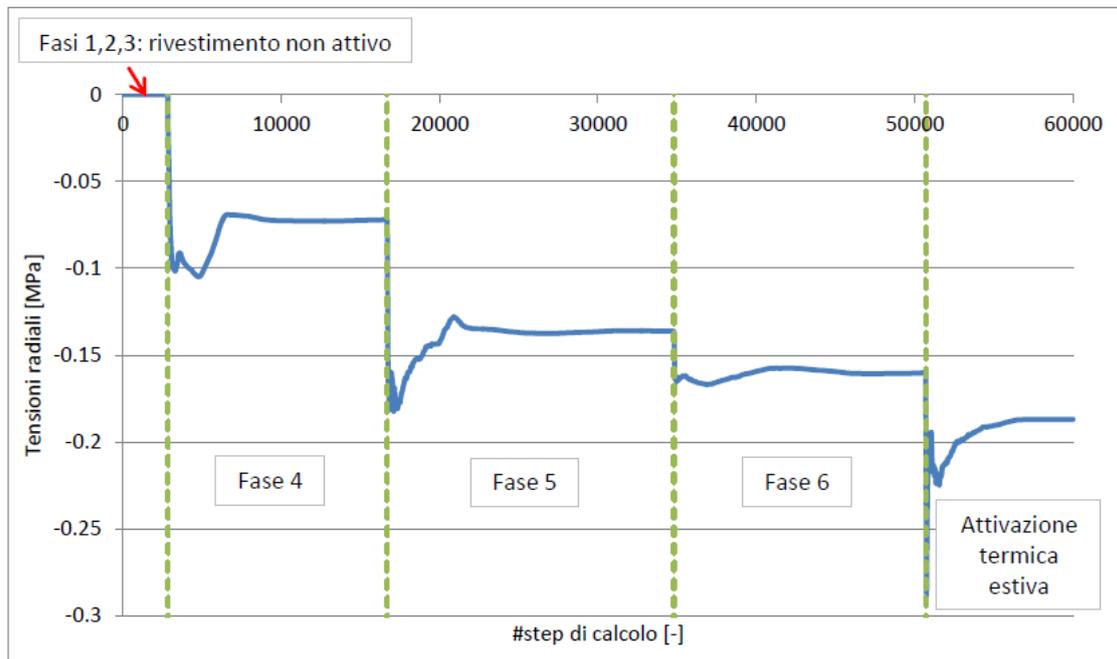


(a) estradosso

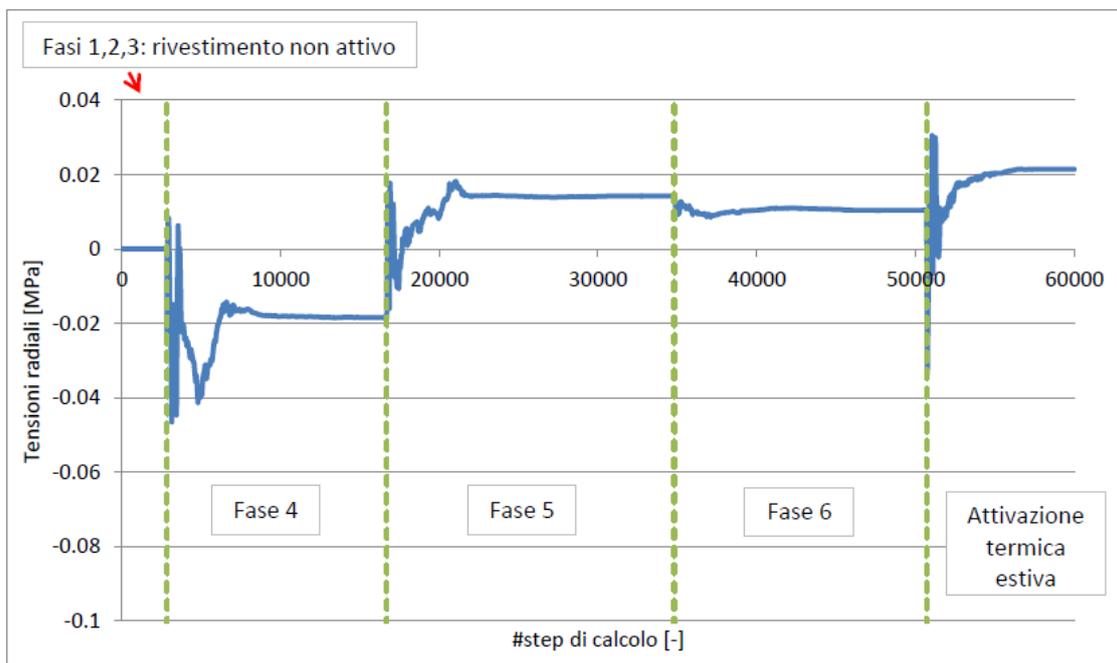


(b) intradosso

Figura A.3. Evoluzione delle tensioni circonferenziali (inclusa l'attivazione estiva) in corrispondenza dell'arco rovescio nelle diverse fasi di modellazione

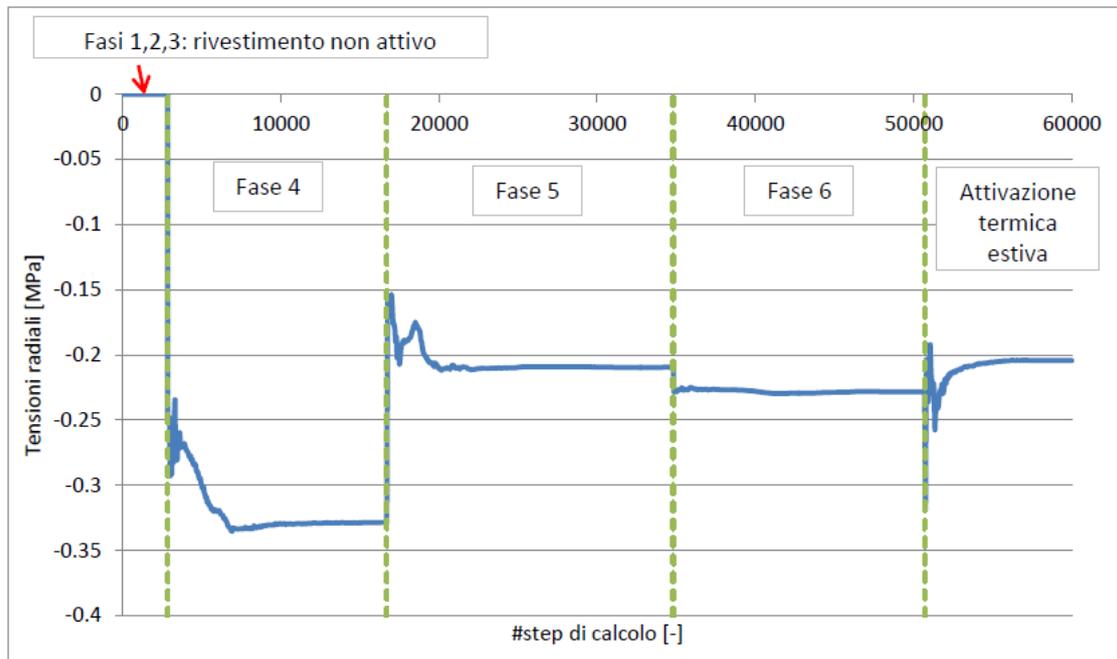


(a) estradosso

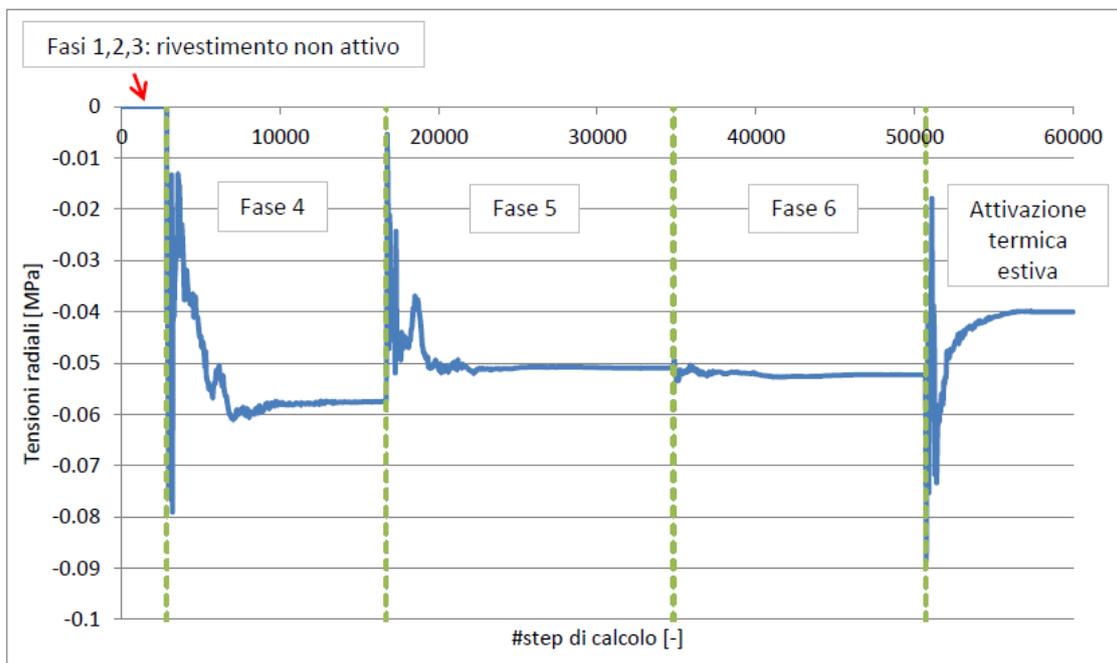


(b) intradosso

Figura A.4. Evoluzione delle tensioni radiali (inclusa l'attivazione estiva) in corrispondenza della calotta nelle diverse fasi di modellazione

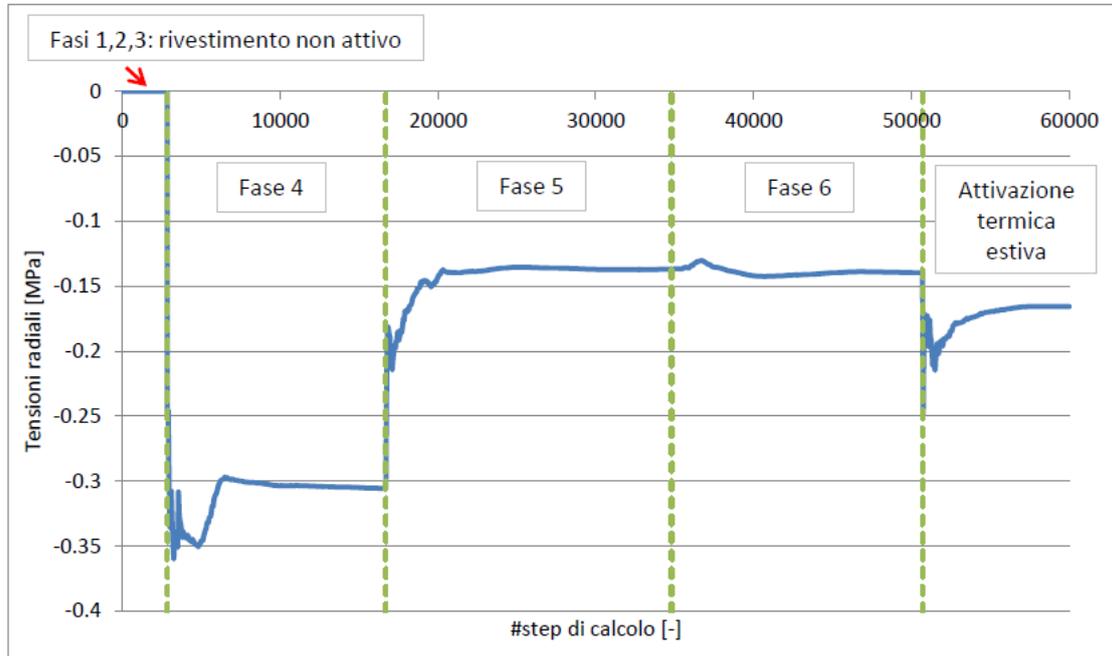


(a) estradosso

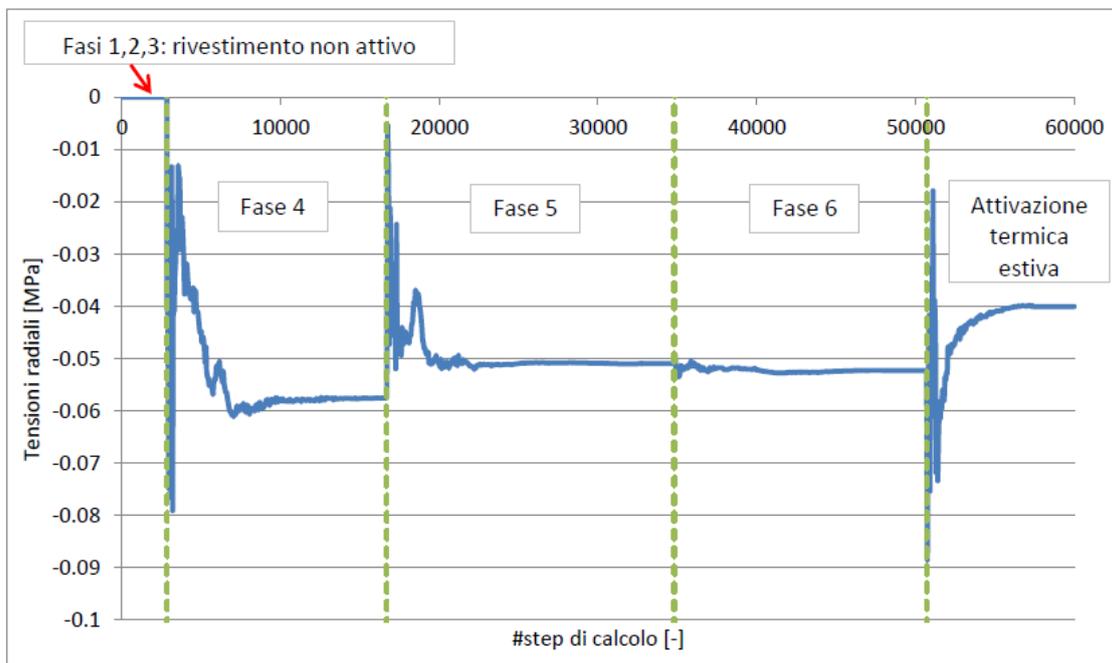


(b) intradosso

Figura A.5. Evoluzione delle tensioni radiali (inclusa l'attivazione estiva) in corrispondenza del piedritto di destra nelle diverse fasi di modellazione



(a) estradosso

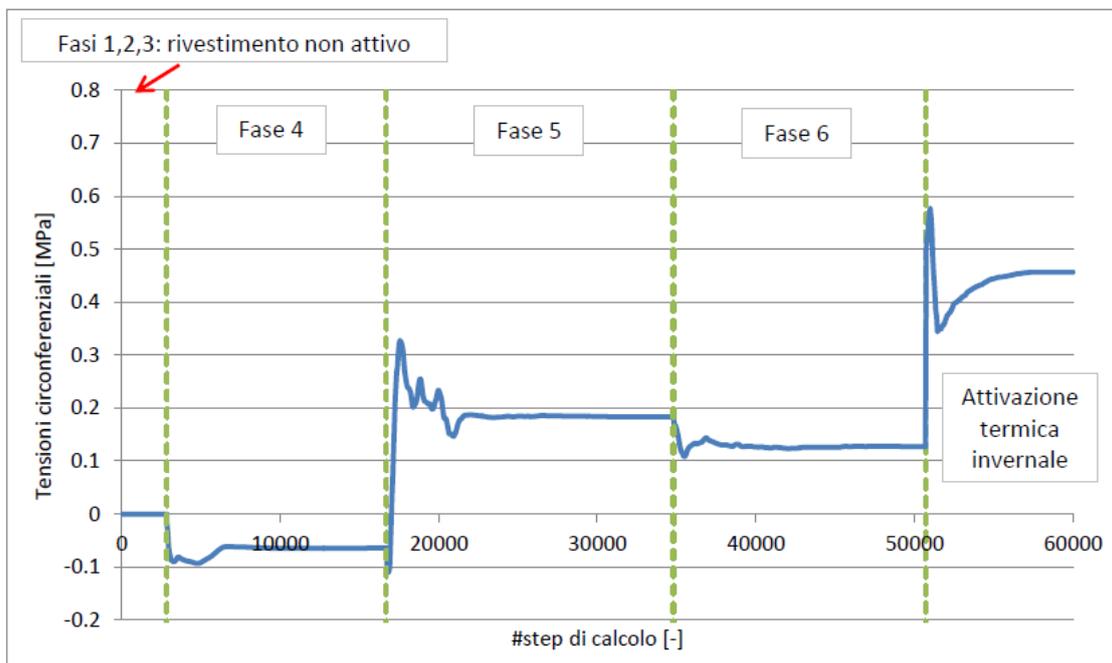


(b) intradosso

Figura A.6. Evoluzione delle tensioni radiali (inclusa l'attivazione estiva) in corrispondenza dell'arco rovescio nelle diverse fasi di modellazione

Appendice B

Attivazione termica invernale



(a) estradosso

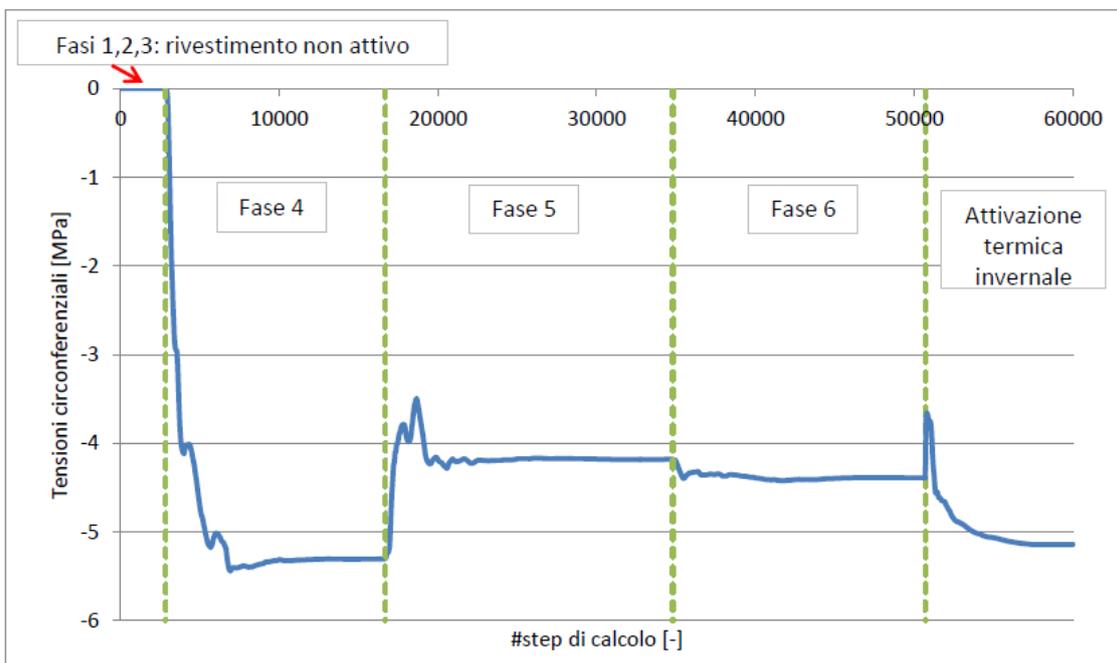


(b) intradosso

Figura B.1. Evoluzione delle tensioni circonferenziali (inclusa l'attivazione invernale) in corrispondenza della calotta nelle diverse fasi di modellazione

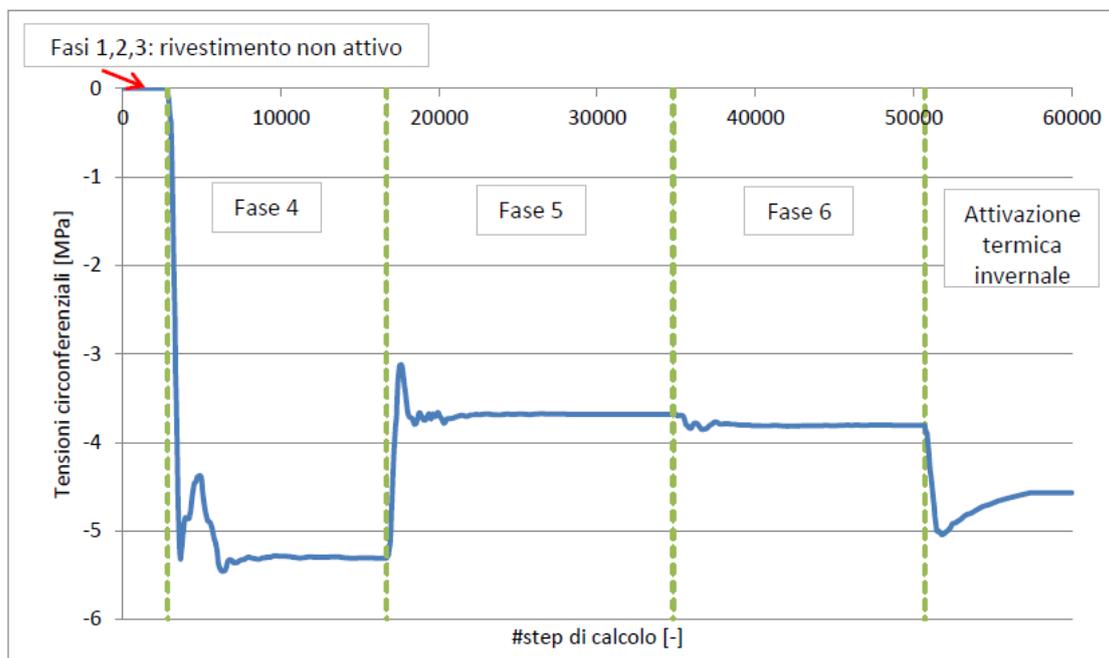


(a) estradosso



(b) intradosso

Figura B.2. Evoluzione delle tensioni circonferenziali (inclusa l'attivazione invernale) in corrispondenza del piedritto di destra nelle diverse fasi di modellazione

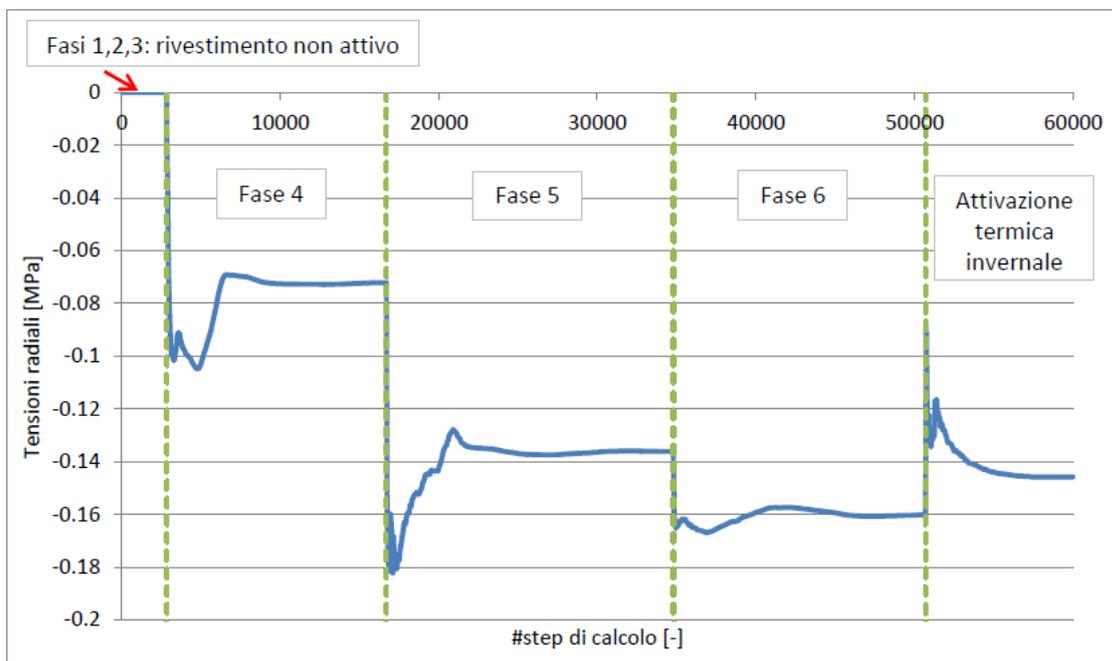


(a) estradosso

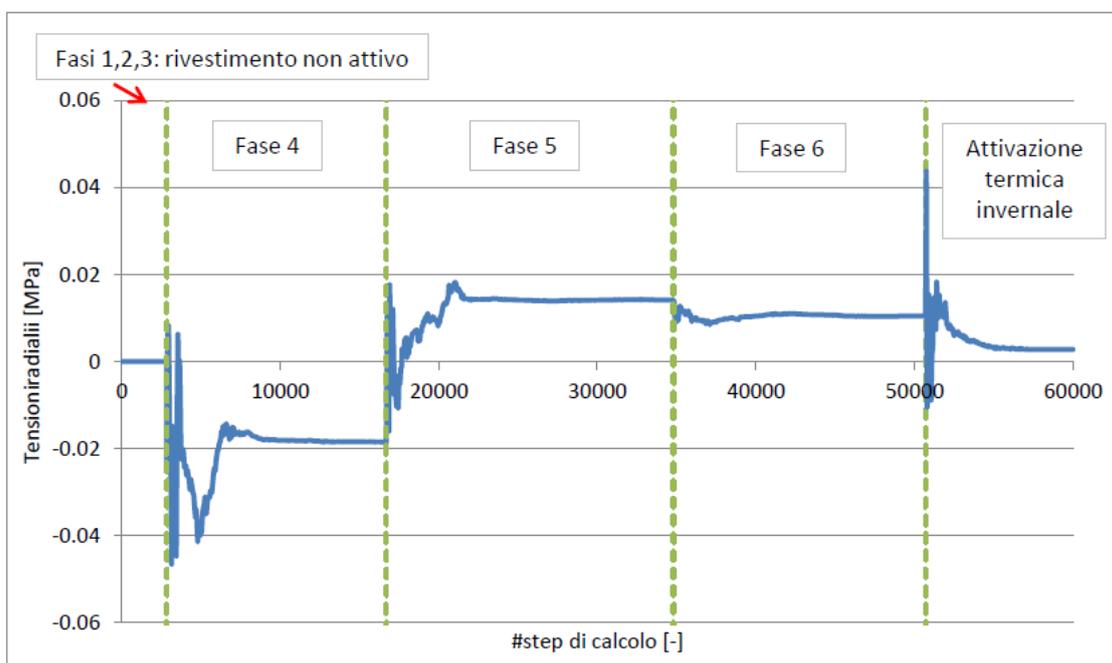


(b) intradosso

Figura B.3. Evoluzione delle tensioni circonferenziali (inclusa l'attivazione invernale) in corrispondenza dell'arco rovescio nelle diverse fasi di modellazione

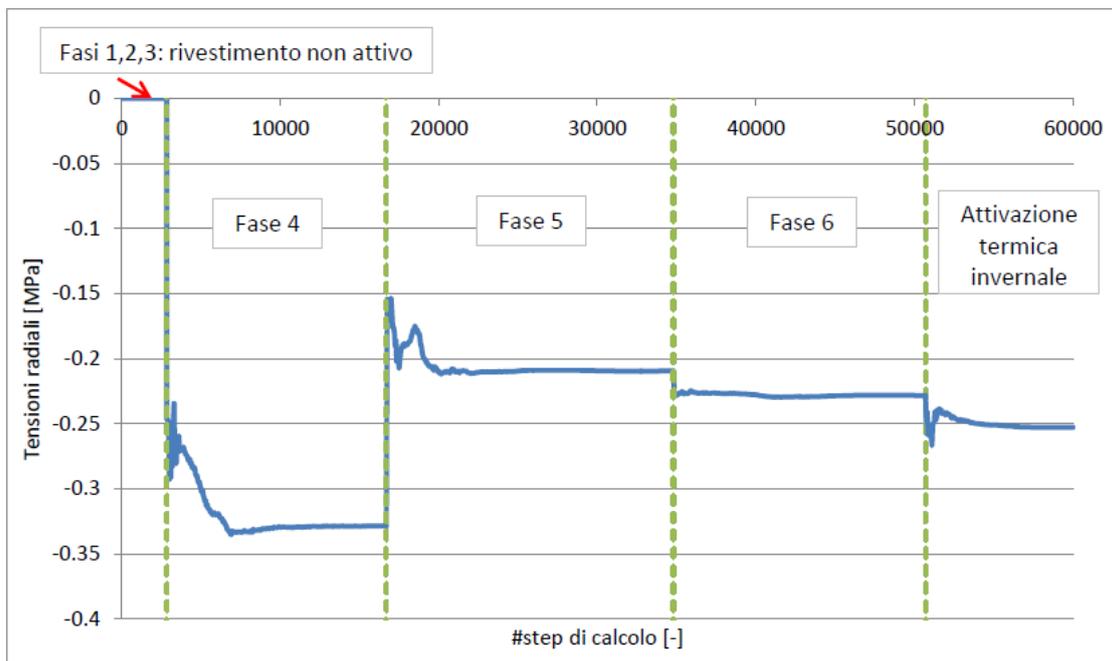


(a) estradosso

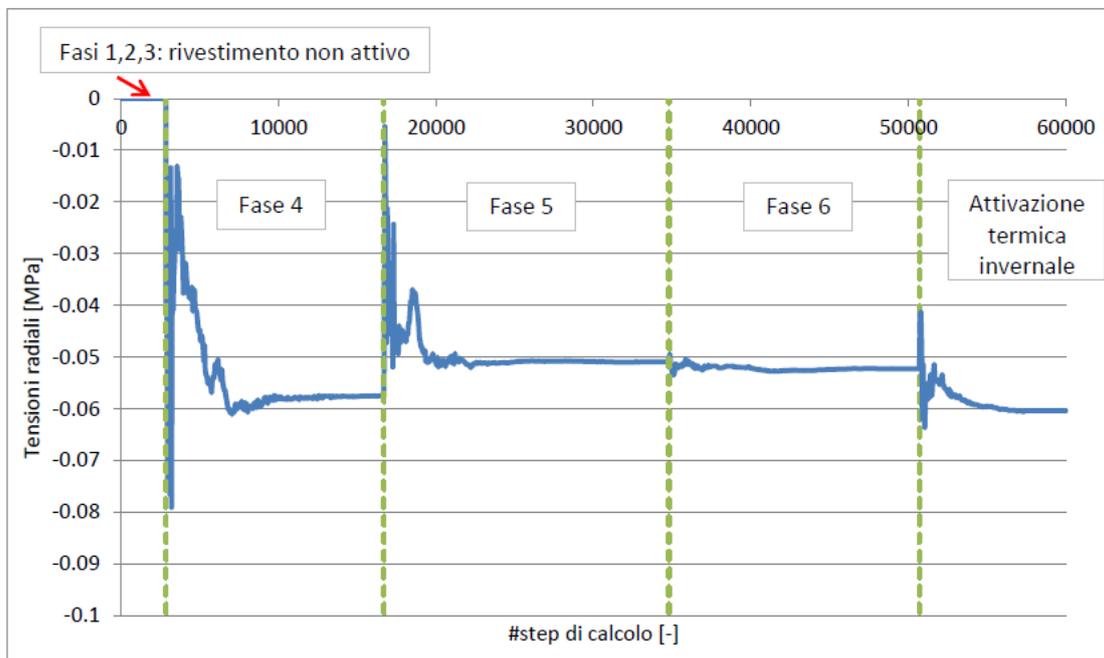


(b) intradosso

Figura B.4. Evoluzione delle tensioni radiali (inclusa l'attivazione invernale) in corrispondenza della calotta nelle diverse fasi di modellazione

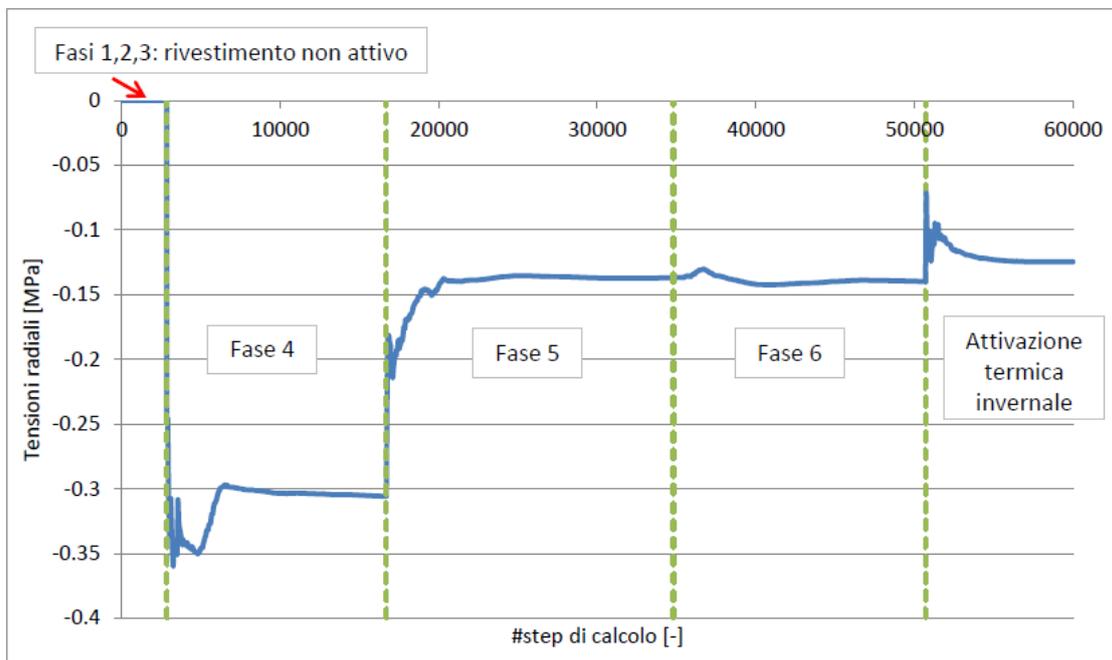


(a) estradosso

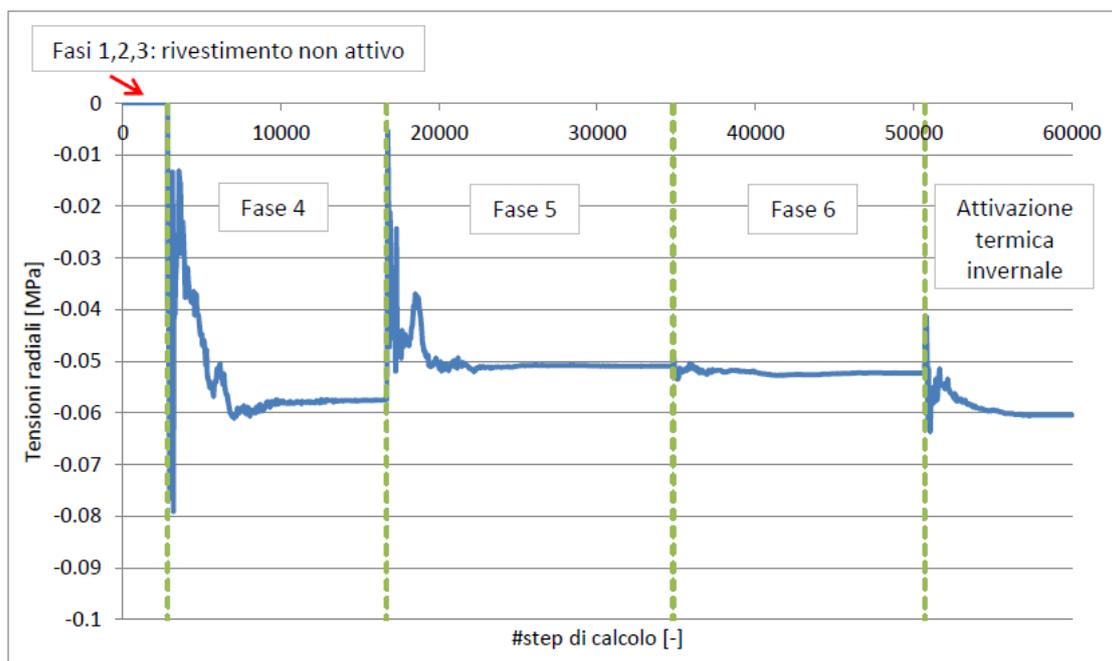


(b) intradosso

Figura B.5. Evoluzione delle tensioni radiali (inclusa l'attivazione invernale) in corrispondenza del piedritto di destra nelle diverse fasi di modellazione



(a) estradosso



(b) intradosso

Figura B.6. Evoluzione delle tensioni circonferenziali (inclusa l'attivazione invernale) in corrispondenza dell'arco rovescio nelle diverse fasi di modellazione

Bibliografia

- Adam D.; Markiewicz R. (2009). Energy from earth-coupled structures, foundations, tunnels and sewers. In *Géotechnique*, volume 59, pp. 229–236. Thomas Telford Ltd.
- AK Ingegneria Geotecnica (2015). *Progetto esecutivo di dettaglio - Metropolitana automatica di Torino - Linea 1 Prolungamento Sud - Tratta 4 Lingotto/Bengasi*.
- Anagnostou G.; Kovári K. (1996). Face stability conditions with earth-pressure-balanced shields. In *Tunnelling and underground space technology*, volume 11, pp. 165–173. Elsevier.
- Auer J.; Just T.; Berger S.; Mayer T. (2010). *Geothermal energy*. Deutsche Bank Research.
- Baietto A.; Pochettino M.; Salvatici E. (2010). *Progettazione di impianti geotermici: sonde verticali e pozzi d'acqua*. D. Flaccovio.
- Bakhshi M.; Nasri V.; Mercuriello F. (2017). Design considerations. <http://www.tunnelonline.info/features/design-considerations-121017-5947336/>.
- Baralis M.; Barla M.; Bogusz W.; Di Donna A.; Ryzynski G.; Mateusz Z. (2018). Geothermal potential of the NE extension Warsaw metro tunnels.
- Barla M.; Barla G. (2012). Torino subsoil characterization by combining site investigations and numerical modelling / Charakterisierung des Turiner Untergrunds mithilfe von Feldstudien und numerischer Modellierungen. In *Geomechanics and Tunnelling*, volume 5, pp. 214–232.
- Barla M.; Di Donna A. (2016). Conci energetici per il rivestimento delle gallerie. In *STRADE & AUTOSTRADE*, volume 5. EDI-CEM srl.
- Barla M.; Di Donna A. (2017). Nuovi conci prefabbricati per lo sfruttamento energetico delle gallerie. In *Innovazioni nella progettazione, realizzazione e gestione delle opere in sotterraneo*, pp. 249–262. Celid.
- Barla M.; Perino A. (2014). Energy from geo-structures: a topic of growing interest. In *ENVIRONMENTAL GEOTECHNICS*, volume 2, pp. 3–7. ICE Publishing.
- Barla M.; Di Donna A.; Perino A. (2016). Application of energy tunnels to an urban environment. In *Geothermics*, volume 61, pp. 104–113. Elsevier.
- Bertolini L. (2010). *Materiali da costruzione-Volume I-Struttura, Proprietà e Tecnologie di produzione-Seconda edizione*. CittàStudi edizioni.

- Bourne-Webb P.; da Costa Gonçalves R. (2016). On the Exploitation of Ground Heat Using Transportation Infrastructure. In *Procedia engineering*, volume 143, pp. 1333–1340. Elsevier.
- Bourne-Webb P.; Pereira J.-M.; Bowers G. A.; Mimouni T.; Loveridge F. A.; Burlon S.; Olgun C. G.; McCartney J. S.; Sutman M. (2014). Design tools for thermoactive geotechnical systems. In *DFI journaltitle-The journaltitle of the Deep Foundations Institute*, volume 8, pp. 121–129. Taylor & Francis.
- Bourne-Webb P.; Burlon S.; Javed S.; Kürten S.; Loveridge F. (2016). Analysis and design methods for energy geostructures. In *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, volume 65, pp. 402–419. Elsevier.
- Brandl H. (2006). Energy foundations and other thermo-active ground structures. In *Géotechnique*, volume 56, pp. 81–122. Thomas Telford Ltd.
- Buhmann P.; Moormann C.; Westrich B.; Pralle N.; Friedemann W. (2016). Tunnel geothermics—A German experience with renewable energy concepts in tunnel projects. In *Geomechanics for Energy and the Environment*, volume 8, pp. 1–7. Elsevier.
- Capozza A.; De Carli M.; Galgaro A.; Zarrella A. (2012). Linee guida per la progettazione dei campi geotermici per pompe di calore.
- CE (2002). Direttiva 91/CE - Rendimento energetico nell'edilizia.
- Challenge O. E. (2006). Power from the People Microgeneration Strategy.
- Chiarelli M. (2015). Tunnel realizzati con tbm-epb. In *STRADE & AUTOSTRADE*, volume 6. EDI-CEM srl.
- Diersch H. (2009). DHI Wasy Software—Feflow 6.1—Finite Element Subsurface Flow & Transport Simulation System: Reference Manual.
- Dupray F.; Mimouni T.; Laloui L. (2013). Alternative Uses of Heat-Exchanger Geostructures. In *Energy Geostructures: Innovation in Underground Engineering*, pp. 119–138. John Wiley & Sons.
- Franzius J. N.; Pralle N. (2011). Turning segmental tunnels into sources of renewable energy. In *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Civil Engineering*, volume 164, pp. 35–40. Thomas Telford Ltd.
- Grübl F. (2012). Segmental Ring Design. In *Mechanized Tunnelling in Urban Areas*, Roma. Itacet Foundation.
- Guglielmetti V.; Grasso P.; Mahtab A.; Xu S. (2007). *Mechanized tunnelling in urban areas: design methodology and construction control*. CRC Press.
- Itasca Consulting Group I. (2011). *FLAC 7.0 Manual*.
- Jessberger H. L.; Jagow-Klaff R. (1996). *Grundbau-Taschenbuch. Teil 1*, capitolo Frost im Baugrund. Ernst & Sohn Verlag.
- Laloui L.; Di Donna A. (2013). *Energy Geostructures: Innovation in Underground Engineering*. John Wiley & Sons.

- Lee C.; Park S.; Won J.; Jeoung J.; Sohn B.; Choi H. (2012). Evaluation of thermal performance of energy textile installed in Tunnel. In *Renewable Energy*, volume 42, pp. 11–22. Elsevier.
- Leonhardt F.; Mönnig E. (1978). *C.a. & c.a.p. calcolo di progetto & tecniche costruttive - Volume II: Casi speciali di dimensionamento nelle costruzioni in c.a. e c.a.p.* Edizioni Tecniche.
- Nicholson D. P.; Chen Q.; de Silva M.; Winter A.; Winterling R. (2014). The design of thermal tunnel energy segments for Crossrail, UK. In *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Engineering Sustainability*, volume 167, pp. 118–134. Thomas Telford Ltd.
- NTC2018 (2018). *D.M. 17-01-2018: Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».*
- Preene M.; Powrie W. (2009). Ground energy systems: from analysis to geotechnical design. In *Géotechnique*, volume 59, pp. 261–271. Thomas Telford Ltd.
- Sanjaya C. S.; Wee T.-H.; Tamilselvan T. (2011). Regression analysis estimation of thermal conductivity using guarded-hot-plate apparatus. In *Applied Thermal Engineering*, volume 31, pp. 1566–1575. Elsevier.
- Sciotti A. (2010). Applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni (DM 14/1/2008) alle opere in sotterraneo. In *Gallerie e grandi opere sotterranee*, volume 93, pp. 61–69. Patron.
- Sterpi D.; Coletto A.; Mauri L. (2017). Investigation on the behaviour of a thermo-active diaphragm wall by thermo-mechanical analyses. In *Geomechanics for Energy and the Environment*, volume 9, pp. 1–20. Elsevier.
- Tinti F.; Boldini D.; Ferrari M.; Lanconelli M.; Kasmae S.; Bruno R.; Egger H.; Voza A.; Zurlo R. (2017). Exploitation of geothermal energy using tunnel lining technology in a mountain environment. A feasibility study for the Brenner Base tunnel–BBT. In *Tunnelling and Underground Space Technology*, volume 70, pp. 182–203. Elsevier.
- Wilhelm J.; Rybach L. (2003). The geothermal potential of Swiss Alpine tunnels. In *Geothermics*, volume 32, pp. 557–568. Elsevier.
- Zhang G.; Xia C.; Sun M.; Zou Y.; Xiao S. (2013). A new model and analytical solution for the heat conduction of tunnel lining ground heat exchangers. In *Cold Regions Science and Technology*, volume 88, pp. 59–66. Elsevier.