

北京市规划和自然资源委员会
关于发布《北京市轨道交通地下结构抗震设计指南》
的通知

京规自发[2018]71号

各有关单位：

为深入贯彻党的十九大精神和落实中共中央、国务院对《北京城市总体规划（2016年-2035年）》批复的要求，提高城市防灾减灾能力，提升城市韧性，保障城市安全，在《城市轨道交通工程设计规范》（DB11/995-2013）的框架下，认真总结《规范》实施以来的实践经验，细化完善地下结构抗震设计，使轨道交通地下结构抗震设防更加符合北京经济发展水平以及地质特点，更大程度地减轻地震破坏，避免人员伤亡，我委组织编制了《北京市轨道交通地下结构抗震设计指南》。

《指南》系统性地提出了北京市轨道交通地下结构抗震概念设计和设计要求、抗震计算方法及参数、抗震截面验算及构造，并给出了具体案例和说明，可操作性强。请各相关单位，结合实际工作，在满足国家及我市现行政策、法规和标准的前提下，按照《指南》的要求开展相关规划设计工作。

特此通知。

北京市规划和自然资源委员会

2018年12月20日

市规划自然资源委 市规划自然资源委 市规

规划自然资源委 市规划自然资源委 市规划自然资源委

划自然资源委 市规划自然资源委 市规划自然资源委

前言

为贯彻落实党的十九大精神和《北京城市总体规划（2016年-2035年）》的要求，贯彻执行《中华人民共和国建筑法》和《中华人民共和国防震减灾法》等相关法律法规，提高城市防灾减灾能力，提升城市韧性，保障城市安全，在《城市轨道交通工程设计规范》（DB11/995-2013）的框架下，认真总结标准发布以来的实践经验，细化完善地下结构抗震设计，更大程度地减轻地震破坏，避免人员伤亡，我委组织北京城建设计发展集团股份有限公司会同北京工业大学编制了《北京市轨道交通地下结构抗震设计指南》（以下简称“本指南”）。课题组通过开展大量资料调查，借鉴相关经验，结合北京市地质特点和轨道交通地下结构抗震设计实践，分析了北京市轨道交通地下结构抗震设计及抗震专项论证的现状及面临的实际问题，系统性地提出了北京市轨道交通地下结构抗震概念设计和设计要求、抗震计算方法及参数、抗震截面验算及构造，对我市轨道交通地下结构抗震设计具有重要的指导作用。本指南的主要技术内容包括：总则、地震反应和抗震概念设计、抗震基本要求、抗震分析方法、抗震设计输入条件、抗震计算、抗震性能验算、抗震构造措施、特殊场地的抗震处理措施和附录。

本指南由北京市规划和自然资源委员会归口管理，日常管理机构为北京市城乡规划标准化办公室，北京城建设计发展集团股份有限公司负责具体解释工作。

本指南执行过程中如有意见和建议，请及时反馈至北京市城乡规划标准化办公室（联系电话：010-55595005，邮箱：bjbb3000@163.com）。

主 编 单 位：北京城建设计发展集团股份有限公司

北京工业大学

主要起草人员：陶连金 鲁卫东 边 金 郭 婷 夏瑞萌 李晓霖 郑 杰 牛 斌 安军海

刘春晓 韩学川 冯锦华 李积栋 王文沛 张 波

主要审查人员：杨秀仁 黄美群 贺长俊 王元湘 余 乐 宋二祥 刘晶波

原文奎 郝志宏 谭富圣

市规划自然资源委 市规划自然资源委 市规

规划自然资源委 市规划自然资源委 市规划自然资源委

划自然资源委 市规划自然资源委 市规划自然资源委

| | | |
|-----|----------------------|----|
| 1 | 总则 | 1 |
| 2 | 术语 | 2 |
| 3 | 地下结构的地震反应和抗震概念设计 | 3 |
| 3.1 | 地震及地震作用 | 3 |
| 3.2 | 地下结构类型及常见地震破坏形式 | 4 |
| 3.3 | 抗震概念设计 | 11 |
| 3.4 | 建筑结构平面及剖面布置 | 12 |
| 4 | 地下结构抗震基本要求 | 15 |
| 4.1 | 地下结构抗震设防水准 | 15 |
| 4.2 | 地下结构抗震设防分类 | 15 |
| 4.3 | 地下结构抗震设防标准 | 16 |
| 4.4 | 地下结构抗震性能要求 | 16 |
| 5 | 地下结构抗震分析方法 | 18 |
| 5.1 | 一般规定 | 18 |
| 5.2 | 惯性力法 | 18 |
| 5.3 | 反应位移法 | 20 |
| 5.4 | 整体式反应位移法 | 27 |
| 5.5 | 反应加速度法 | 29 |
| 5.6 | 时程分析法 | 31 |
| 6 | 地下结构抗震设计输入条件 | 34 |
| 6.1 | 场地分类与地基评价 | 34 |
| 6.2 | 地基液化 | 37 |
| 6.3 | 地下结构抗震设计地震动参数 | 40 |
| 6.4 | 动力时程分析用地震波及参数 | 42 |
| 7 | 地下结构抗震设计 | 44 |
| 7.1 | 地下车站结构抗震设计 | 44 |
| 7.2 | 区间隧道抗震设计 | 46 |
| 7.4 | 复杂形式的地下结构抗震设计对策和时程分析 | 49 |
| 8 | 地下结构抗震性能验算 | 52 |
| 8.1 | 地下结构抗震性能验算内容 | 52 |
| 8.2 | 设计地震作用时地下结构抗震验算 | 52 |
| 8.3 | 罕遇地震作用时地下结构抗震验算 | 53 |
| 8.4 | 城市轨道交通地下结构抗震专项设计 | 55 |
| 9 | 地下结构抗震构造措施 | 58 |
| 9.1 | 一般规定 | 58 |

| | | |
|------|--------------------|-----|
| 9.2 | 地下车站抗震构造措施 | 60 |
| 9.3 | 区间隧道抗震构造措施 | 66 |
| 10 | 特殊场地的抗震处理措施 | 67 |
| 10.1 | 可液化土影响及处理措施 | 67 |
| 10.2 | 活动断裂的影响 | 68 |
| 10.3 | 沿结构纵向和高度地层刚度差异与影响 | 69 |
| 附录 A | 北京地区活动断裂 | 70 |
| 附录 B | 城市轨道交通地下结构抗震计算案例 | 72 |
| B.1 | 明(盖)挖车站结构抗震计算案例 | 72 |
| B.2 | 洞桩(柱)逆作法车站结构抗震计算案例 | 96 |
| B.3 | 盾构法区间隧道抗震计算案例 | 129 |

1 总 则

1.0.1 为贯彻执行《中华人民共和国建筑法》和《中华人民共和国防震减灾法》等相关法律法规，实行以预防为主方针，使北京市的轨道交通地下结构经抗震设防后，减轻地下结构的地震破坏，避免人员伤亡，减少经济损失，同时为适应北京市城市轨道交通建设、运营和网络化发展需要，体现北京城市发展目标和北京地方特点，进一步促进城市轨道交通的可持续发展，制订本指南。

1.0.2 本指南适用于轨道交通工程地下结构抗震设计，包括地下车站和区间隧道抗震设计。

1.0.3 抗震设防烈度必须按国家规定的强制性标准或开展的强制性评估确定。一般情况下，建筑的抗震设防烈度应依据《中国地震动参数区划图》GB18306 确定；已进行地震动小区划或工程场地地震安全性评价的，按通过审定的结果取值。甲类地下结构和场地周边 200 米范围内存在活动断裂时，地震动设计参数必须通过场地地震安全评价获得。

1.0.4 城市轨道交通工程地下结构抗震设计除应符合本指南外，尚应符合国家及北京市现行有关标准的规定。

2 术语

2.0.1 抗震设防烈度 seismic precaution intensity

按国家规定的权限批准作为一个地区抗震设防依据的地震烈度。一般情况，取 50 年内超越概率 10% 的地震烈度。

2.0.2 抗震设防标准 seismic precaution criterion

衡量抗震设防要求高低的尺度，由抗震设防烈度或设计地震动参数及建筑抗震设防类别确定。

2.0.3 E1 地震作用 E1 earthquake action

地震重现期为 100 年的地震动。

2.0.4 E2 地震作用 E2 earthquake action

地震重现期为 475 年的地震动。

2.0.5 E3 地震作用 E3 earthquake action

地震重现期为 2475 年的地震动。

2.0.6 地下结构抗震概念设计 seismic concept design

根据地震灾害和工程经验等所形成的基本设计原则和设计思想，进行结构总体布置并确定细部构造的过程。

2.0.7 抗震构造措施 details of seismic design

根据抗震概念设计原则，一般不需要计算而对结构和非结构构件各部分必须采取的各种细部要求。

2.0.8 反应位移法 response displacement method

考虑地震时表层地基剪切变形的影响，以场地土层地震动相对位移为主要因素确定地震作用，对地下结构物进行抗震计算的方法。

2.0.9 反应加速度法 response acceleration method

用场地土层地震动加速度确定地震作用，施加于地下结构及周围土体，对地下结构物进行抗震计算的方法。

2.0.10 动力时程分析法 dynamic time history analysis

由结构基本运动方程输入地震加速度记录，并沿时间历程进行积分，求解结构振动响应的动力分析方法。

2.0.11 静力弹塑性分析 push-over method

将一维分析得到的三角形分布的水平惯性加速度施加到土—结构模型，分步加载直至达到目标位移，或者地下结构完全破坏，用以验算地下车站和隧道等结构的抗震性能的方法。

3 地下结构的地震反应和抗震概念设计

3.1 地震及地震作用

3.1.1 地震作用分为水平地震作用和竖向地震作用。在地下结构抗震设计中，地震作用应以水平地震作用为主，在发震断层附近应考虑竖向地震作用。

地震又称地动、地振动，是地壳快速释放能量过程中造成的振动，期间会产生地震波的一种自然现象。地球上板块与板块之间相互挤压碰撞，造成板块边沿及板块内部产生错动和破裂，是引起地震的主要原因。据统计，地球上每年约发生 500 多万次地震，即每天要发生上万次的地震。其中绝大多数太小或太远，以至于人们感觉不到，真正能对人类造成严重危害的地震大约有数十次，能造成特别严重灾害的地震大约有一两次。在抗震设计时，根据其超越概率，可视为可变作用或偶然作用。

地震作用指由地震引起的结构动态作用，分水平地震作用和竖向地震作用。一般情况下，地下结构地震作用以水平向为主，竖向地震不控制结构设计，这主要是因为竖向地震动的峰值加速度一般均小于水平地震动峰值加速度，约为水平地震动峰值的 $1/2 \sim 2/3$ ，而且地下结构体系一般均具有较强的竖向承载力，而水平侧向承载力较小。在发震断层附近，竖向地震加速度很大，竖向地震作用非常明显。特别是当浅埋地下结构中存在大跨或长悬臂等构件时，竖向地震作用不可忽视。

3.1.2 地下结构地震作用确定应考虑震级、震中距、震源深度、地震持续时间、地形、地质条件、结构类型等。

地震发生时，震源区的介质发生急速的破裂和运动，这种震动构成一个波源。由于地球介质的连续性，这种波动就向地球内部及表层各处传播开去，形成了连续介质中的弹性波，即地震波。由地震波的传播产生的地震作用一般受到以下因素的影响：震级、震中距、震源深度、地震持续时间、地形、地质条件、结构类型等。

震级是指地震释放能量的大小，用阿拉伯数字表示，一次地震只有一个震级。震源是指地震发生的位置，即岩石急速破裂和运动的位置。震中是指震源在地面上的垂直投影，是地面上距离震源最近的点。震中距是指震中到地面上任一点的距离。震中距在 100 公里以内的称为地方震，在 1000 公里以内称为近震，大于 1000 公里称为远震。震源深度是指震源至震中的距离。地震可按照震源深度分为浅源地震、中源地震和深源地震。浅源地震大多发生在地表以下 30 公里深度以内的范围内；60 ~ 300 公里为中源地震；300 公里以上为深源地震。其中，浅源地震的发震频率高，占地震总数的 70% 以上，所释放的地震能量占总释放能量的 85%，是地震灾害的主要制造者，对人类影响最大。

地震持续时间的影响主要发生在结构反应进入非线性化之后，持时的增加可能产生较大永久变形，持时愈长，则反应愈大，产生震害的积累效应。

有些地形会对地震波产生放大效应，比如盆地，从而导致这些地方的地震破坏比其周围地区更严重。而且，地质条件和结构类型也会对地震作用产生影响。1985 年 9 月 19 日墨西哥西南岸外太平洋底发生 8.1 级地震，远离震中 400 公里的墨西哥城遭受的损失，远远严重于墨西哥西部距震中较近的沿海四个州遭受的损失，这是因为墨西哥城建造于湖泊沉积而成的封闭式盆地，盆地周围是岩石，盆地内是软弱沉积土，地震波在盆地内多次反射和折射，并与盆地内的超松软沉积层发生共振。震害经验表明：小震、近震、坚硬场地上的地震动容易使刚性结构产生震害，而大震、远震软厚场地上的地震动容易使高柔结构产生震害，这是因为前一种地震动的高频成分比较丰富，而后一种低频成分较强。因此，由于共振效应，前者易使高频结构受到破坏，后者易使低频结构受损。

3.1.3 地下结构抗震设计中，一般宜假定地震中土体不丧失完整性。

发震时，土层地震反应可分成两类由：(1) 土层震动，并发生一定的变形；(2) 土层破坏，丧失完整性。

土层震动与变形是非常复杂的，其地震波与表层土体的相互作用及面波产生。现有的地下结构抗震设计方法中，一般假定地震中土体不丧失完整性，只考虑地基振动引起土层和结构的变形反应。

土层破坏并丧失完整性包括地层液化、边坡失稳和断层位移等，位于土层破坏范围内的地下结构将会遭受较大的破坏，需要进行特殊的抗震设计并采取相应的工程措施，具体详见本指南第 10.1 和 10.2 节。

3.1.4 地下结构在水平地震作用下产生的变形应分为三种：纵向拉压、纵向弯曲和横向剪切变形。

为了工程设计，将地下结构在水平地震作用下产生的变形主要分为三种：(1) 纵向拉压，如图 3.1.4-1 所示；(2) 纵向弯曲，如图 3.1.4-2 所示；(3) 横向剪切变形，如圆形断面变为椭圆形，如图 3.1.4-3 a) 所示；矩形断面变为菱形，如图 3.1.4-3 b) 所示。

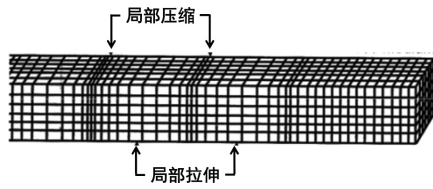


图 3.1.4-1 纵向拉压变形

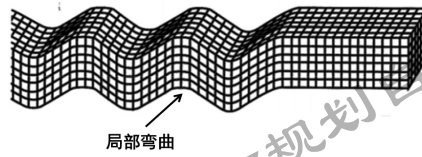
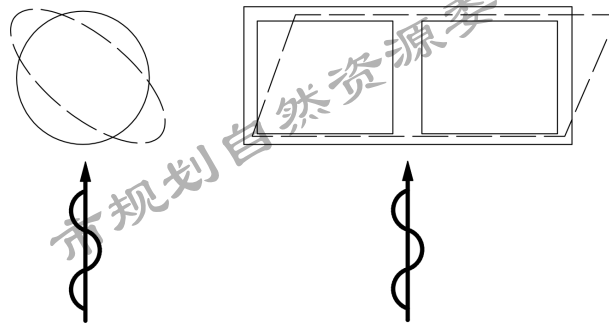


图 3.1.4-2 纵向弯曲变形



a) 椭圆形变形

b) 横向菱形变形

图 3.1.4-3 横向剪切变形

3.2 地下结构类型及常见地震破坏形式

3.2.1 城市轨道交通地下结构分为主体结构与附属结构；主体结构主要分为地铁车站和区间隧道。体量和结构形式不同的地下结构，地震时的破坏程度和破坏形式也不尽相同。

按照其使用功能，城市轨道交通地下结构可分为主体结构与附属结构；主体结构主要承担轨道交通车辆运行功能；附属结构主要承担出入主体结构、设备放置等功能。主体结构与附属结构的体量和结构形式不同，地震时的破坏程度和破坏形式也不同。

根据地下结构形式，可分为线形地下结构与非线形地下结构。线形地下结构的横断面尺寸大大小于纵向长度，比如轨道交通地下车站和区间隧道等；非线形地下结构的宽度与长度相差较小，比如换乘大厅、风井等。根据横断面结构形式，地下结构可分为圆形结构、矩形结构、拱顶直墙、拱顶曲墙、马蹄形等。按照施工方法，可分为明挖法地下结构、盖挖法地下结构、矿山法地下结构、盾构法地下结构等。不同结构形式的地下结构地震破坏形式和地震反应也有较大不同。

3.2.2 地下车站结构的地震破坏形式为中柱 + 顶板破坏，中柱开裂和端部横墙破坏。隧道结构的常见破坏形式为剪切错动，衬砌开裂和边墙变形。

由于地下结构埋置于岩层或土层中，受到周围岩土体介质的约束，地震动作用以地层变形传递给地下结构为主。因此，地下结构在地震中的破坏形式与受惯性力作用的地面结构明显不同。

1. 地下车站结构的破坏形式：中柱 + 顶板破坏，中柱开裂和端部横墙破坏。

车站结构与隧道结构的区别除断面尺寸外，主要是车站结构有中柱和端部横墙。中柱由于承载了较大的竖向压力且结构横截面较小，延性相对较差。端部横墙由于侧向刚度较大，地震发生时会产生较大的内力。因此，地震时车站结构的破坏形式主要有：(1) 中柱 + 顶板破坏，如图 3.2.2-1 所示；(2) 中柱开裂，如图 3.2.2-13；(3) 端部横墙破坏。

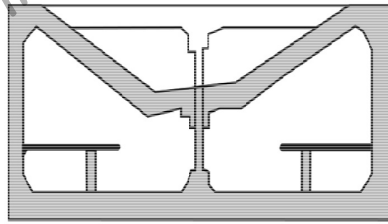


图 3.2.2-1 地铁车站中柱 + 顶板破坏形式

2. 隧道结构的常见破坏形式：剪切错动，衬砌开裂和边墙变形。

(1) 隧道的剪切错动，如图 3.2.2-2 所示。当隧道建在断层破坏带时，可能会发生此类破坏。

(2) 衬砌开裂。在地震中，衬砌开裂是最常发生的破坏形式。衬砌开裂可分为纵向裂损（图 3.2.2-3）、横向裂损（图 3.2.2-4）、斜向裂损（图 3.2.2-5），以及由斜向裂损发展成的环向裂损（图 3.2.2-6）、底板裂损（图 3.2.2-7）、衬砌开洞处裂损（图 3.2.2-8）等。

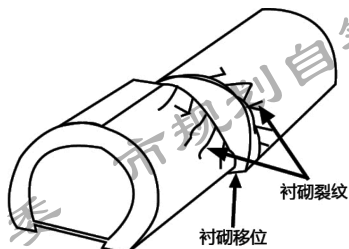


图 3.2.2-2 隧道的剪切错动

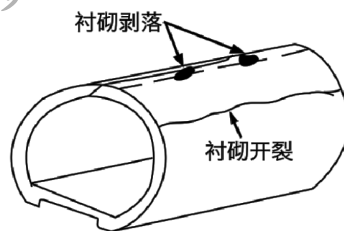


图 3.2.2-3 隧道的纵向裂损

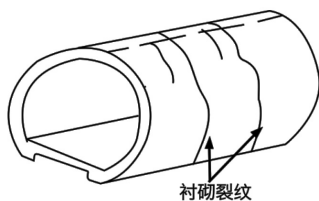


图 3.2.2-4 衬砌横向裂损

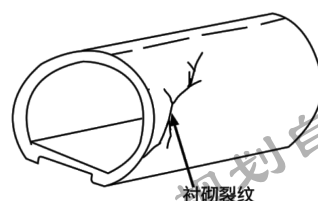


图 3.2.2-5 衬砌斜向裂损

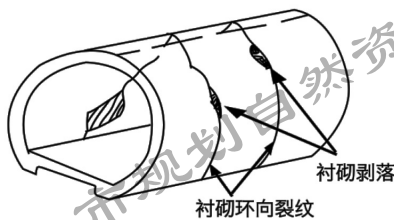


图 3.2.2-6 衬砌环向裂损

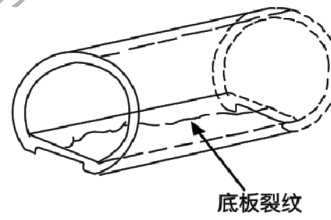


图 3.2.2-7 衬砌底板裂损

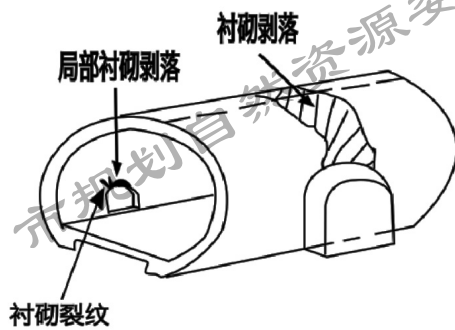


图 3.2.2-8 衬砌开洞处裂损

(3) 边墙或底板变形。边墙或底板较大的向内变形也可造成隧道结构破坏，如图 3.2.9 所示。

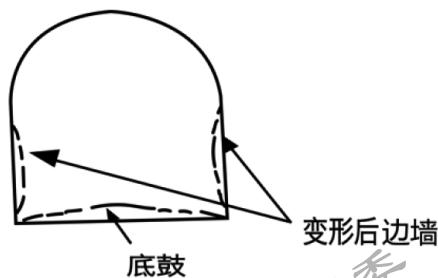


图 3.2.2-9 边墙或底板变形

3. 日本阪神地震中地下结构的破坏

在过去，地下结构的抗震问题并没有引起人们足够的重视。然而，近十数年来，已有多座地下结构在多次地震中遭到破坏，渐渐引起了人们对地下结构抗震问题的重视。其中，城市地下结构最严重的地震破坏发生在日本阪神地震中。1995 年 1 月 17 日阪神大地震发生，6.9 级的地震袭击了日本西南部的大阪和神户，地铁地下结构历史上第一次发生大规模的倒塌，其中大开车站破坏最严重，神泽站、三宫站等也发生了严重破坏。

(1) 大开车站的地震破坏

大开车站采用明挖法修建于 1962—1964 年间，距离震中 15km。在地震中，超过 30 根中柱破坏，约 410m 长的车站断面发生倒塌，致使车站顶板发生塌落，如图 3.2.2-10 所示。

大开车站有三种断面形式，各断面的纵向长度如图 3.2.2-11 所示。断面 1 如图 3.2.2-11 a) 所示，埋深为 4.8m，矩形钢筋混凝土结构；宽为 17m，高为 7.17m；横断面为单根中柱，高约为 5m，断面尺寸为 0.1m×0.4m，纵向间距为 3.5m。断面 2 如图 3.2.2-11 b) 所示，矩形钢筋混凝土结构；宽为 9m，高为 6.36m；横断面为单根中柱，断面尺寸为 0.4m×0.6m，纵向间距为 2.5m。断面 3 如图 3.2.2-11 c) 所示，两层钢筋混凝土结构，高为 10.12m，宽为 26m，中柱与断面 1 相同；在两侧站台上各有 1 根柱子。

根据破坏程度，大开车站可以分成 3 个部分：1) 断面 1 发生了严重倒塌，图 3.2.2-1 即为该断面的破坏形式，是车站的主要破坏部分；2) 断面 2 没有发生破坏；3) 地下两层的断面 3 在与断面 1 临近部分发生较大变形，但没有倒塌；与断面 2 临近部分变形很小。而且，由于断面 1 的破坏，导致车站之上的公路路面发生 2.5m 沉降，如图 3.2.2-12 所示。

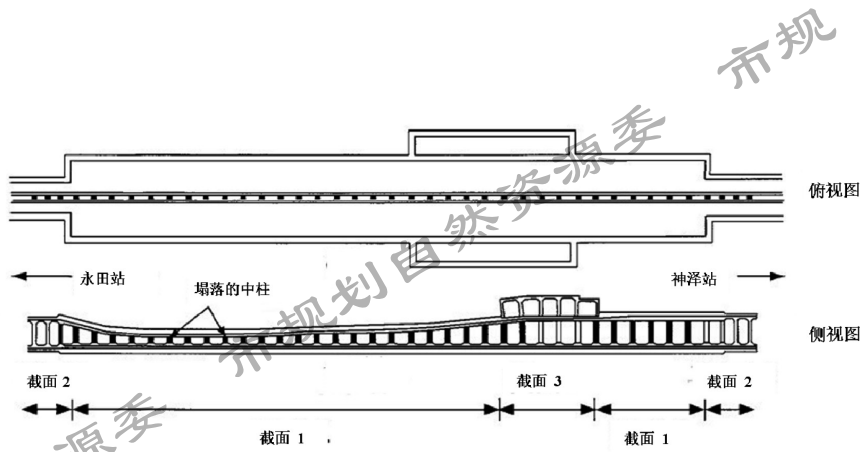


图 3.2.2-10 大开车站破坏纵断面图

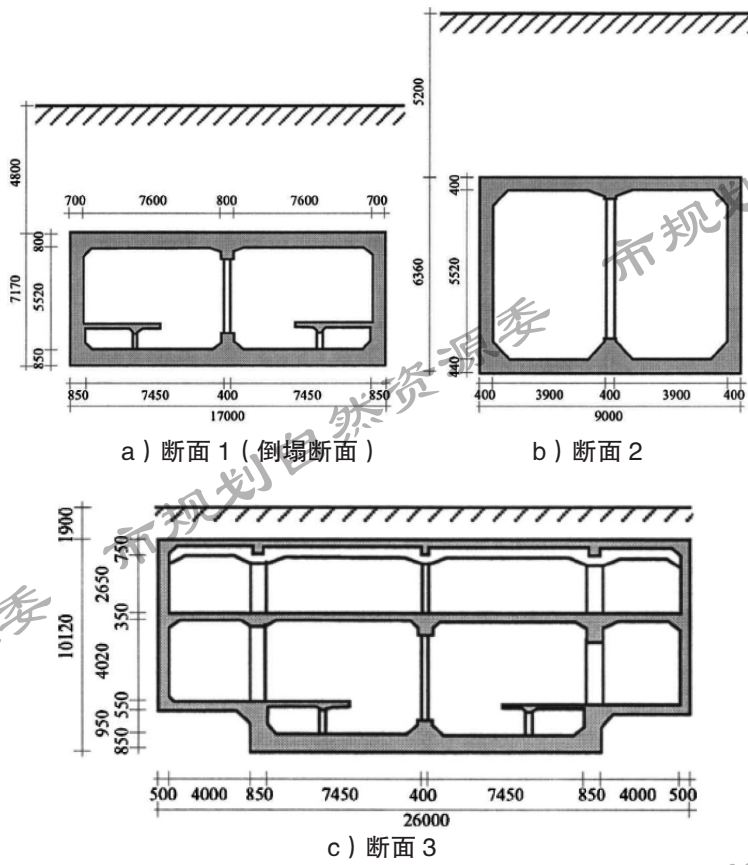


图 3.2.2-11 大开车站横断面



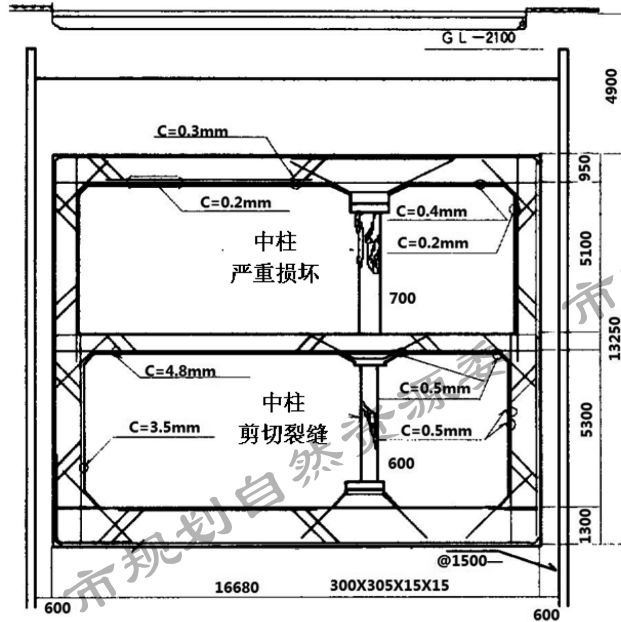
a) 中柱和顶板破坏 b) 地面塌陷

图 3.2.2-12 大开站地震破坏

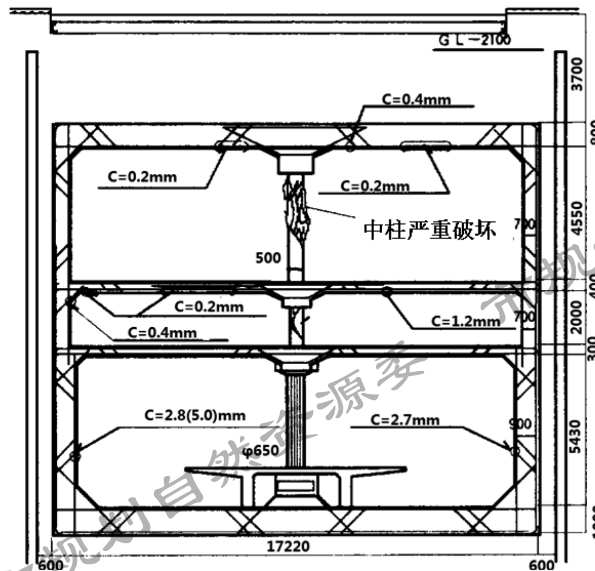
(2) 神泽车站的地震破坏

在地震中，神泽站也发生了严重破坏，其中西部破坏严重，东部较轻。该车站位于大开车站以北400m，东西向长400m，有两种横断面形式：两层两跨和三层两跨，为非对称矩形结构。特别是在破坏严重的西部，中柱偏于一侧，顶板两跨的跨度比约为2:1。

在车站西部，有10根中柱发生严重破坏；约73%的中柱都有程度不等的破坏，顶底板和侧墙也产生了纵向裂缝。其中，破坏最严重的两个断面如图3.2.2-13所示。断面1如图3.2.2-13 a)所示，共8跨，顶层中有6根中柱破坏非常严重，混凝土开裂剥落，钢筋屈曲；底层破坏较轻。断面2如图3.2.2-13 b)所示，顶层和中间层的钢筋混凝土柱有4根破坏非常严重；底层为钢管柱，未发生破坏。



a) 断面1



b) 断面2

图 3.2.2-13 神泽车站破坏断面

(3) 地下车站地震破坏特征

通过阪神地震中大开站和神泽站的地震破坏案例，可以发现如下的破坏特征：

- 1) 非对称结构比对称结构破坏严重；
- 2) 车站结构的中柱破坏严重；
- 3) 单柱双跨结构破坏严重；
- 4) 地铁车站顶层破坏严重，底层破坏相对较轻。

4. 汶川地震中地下结构的破坏

2008年的“5·12”汶川大地震，震级为8级，震源深度约为14公里，其主要能量来自青藏高原和华南地块之间相对运动在断裂带上产生的能量积累和释放。在地震后，地壳深部岩石中形成一条长约300公里、深达30公里的大断裂，其中的200余公里出露地表，形成沿映秀—北川断裂分布的地表破裂带，最大垂直错距和水平错距分别达到5米和4.8米，沿整个破裂带的平均错距可达2米左右。另外，龙门山与成都平原交界的都江堰—江油断裂也发生了60多公里的破裂。在此次地震中，成都的地震烈度在6-7度左右，总体来说没有明显震害发生。

(1) 地下车站的地震损伤

从成都地铁的情况看，地下车站仅局部出现轻微裂缝，天府广场站车站与区间接口情况良好（图3.2.2-14），小天竺站与盾构区间接口受损程度较重（图3.2.2-15）。



图 3.2.2-14 天府广场站与盾构区间接口 图 3.2.2-15 小天竺车站与盾构接口

(2) 盾构隧道的地震损伤

盾构隧道采用预制管片拼装，厚度较薄，螺栓柔性连接，隧道柔度大，盾构隧道衬砌与地层的震后变形基本同步，产生横向剪切变形与纵向挠曲变形，导致盾构隧道产生管片错台（图3.2.2-16）、局部破损（图3.2.2-17）、螺栓拉坏（图3.2.2-18）和渗水（图3.2.2-19）等地震损伤现象：

- 1) 隧道沿纵向产生正弦曲线振动变形，顶部发现有规律的管片破损和螺栓破坏，产生纵向错台和管片局部破坏；
- 2) 隧道产生横向剪切变形，盾构横断面部分部位有管片错台或局部破坏现象。



图 3.2.2-16 管片错台

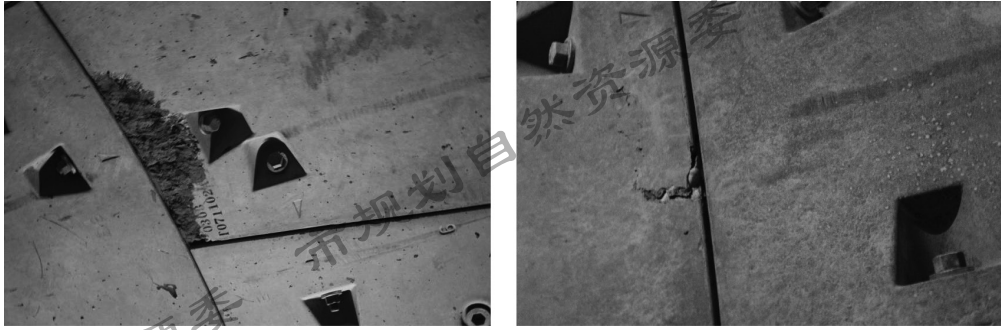


图 3.2.2-17 管片挤压破损



图 3.2.2-18 连接螺栓松动滑落



图 3.2.2-19 管片渗水

(3) 浅埋暗挖的区间隧道地震响应

孵化园站~会展中心站区间 B 标段下穿成都外环高速路段采用双侧壁导洞浅埋暗挖施工，椭圆形断面加型钢格栅。地震时已完成初支，采用大管棚加小导管注浆加固，中隔壁墙基本完成，整体性较好，如图 3.2.2-20 ~ 21 所示。

在地震之前，该隧道围岩变形及地表沉降已基本趋于稳定。在强烈的地震作用下，地表产生了 2mm 的沉降，后又趋于稳定，说明地震作用较大；矿山法隧道主体结构和初次支护形成后，刚度大，能够抵抗来自地震的作用；隧道结构与地层接触紧密，基本同步运动，无明显的震害发生。



图 3.2.2-20 下穿外环高速的浅埋暗挖隧道



图 3.2.2-21 隧道已完成初支和中隔墙施工

3.3 抗震概念设计

3.3.1 轨道交通地下结构应进行抗震概念设计。地下结构抗震概念设计，是指根据地震灾害和工程经验等形成的基本设计原则和设计思想，进行地下结构总体布置并确定细部构造的过程。它是人们对地震灾害的经验总结，为抗震设计的完成提供正确的概念和思路。

应该认识到，任何结构，如果设计之初，结构方案或者概念不正确的话，无论采取任何计算或措施均不能够使其在地震下表现出优良的抗震性能。

由于地震作用的不确定性及复杂性，以及结构计算假定及目前计算手段的局限性，对照规范进行“简单”的抗震计算得出的“单一”抗震设计，无法保证其结构在地震力作用下的安全。1985年墨西哥震害、1988年美国震害、1992年土耳其震害及1994年洛杉矶震害证实，即使是经过抗震计算的结构，在地震力作用下也会大量破坏及坍塌。震后的结构研究结果表明，抗震破坏很大程度上源于设计人员错误的抗震方案设计。松散土层上不对应基础形式的选择，错误的平面及剖面布置放大了地震动作用，不均匀的刚度布置带来了应力的集中，与主体结构变形不一致的次要建筑构件布置降低了整体结构的抗震性能等。

国内外的抗震防护，通常以抗震设计规范为出发点和依据。规范所寻求的抗震保护水平是由公共权力机构确定的，是防护措施所需的费用和各国综合国力相互“妥协”的结果。震害结果表明，震中地区，尤其是在大地震的情况下，建筑承受的地震作用往往比抗震规范确定的荷载大得多。如中国2008年汶川地震，实际烈度基本在7.5~10度，部分重灾区如映秀、北川等烈度甚至达到了11度。按照当时的《建筑抗震设计规范》(GB50011-2001)的规定：德阳、绵阳、广元的设防烈度为6度，汶川、青川、北川等重灾区的设防烈度仅为7度。震害调查的经验证明，建筑物只要经过正确的抗震概念设计且结构方案合理，是可以承受得住大地震的考验的。

3.3.2 地下结构抗震设计包括三个方面的内容：概念设计、抗震计算和构造措施。“概念设计”应为地下结构抗震设计的首步工作。强调根据抗震设计的基本原则，在工程建设场地选择、建筑结构平面及剖面布置、结构体系选择、刚度分布、抗震措施等方面的综合考虑。在此基础上通过计算分析定量的进行抗震设计，再辅以相应的抗震构造措施，使得设计出来的地下结构具有良好的抗震性能。

震害研究同样表明，在项目的前期及实施过程中采用了正确的抗震设计方法的结构，能够抵抗强地震动的作用。实际上结构会不同程度的响应土体传来的震动，这种响应可能是放大、持平或缩小。一道墙、一个柱子、一定的板厚变化、一个开洞或变形缝位置的调整，都会影响结构在地震动作用下的反应。

3.3.3 抗震概念设计应贯穿于整个地下结构抗震设计的全过程。

抗震概念设计应贯穿于整个地下结构抗震设计过程，伴随各阶段的结构形式的调整及抗震计算结果给予针对性分析，确保结构抗震方案的合理性。

这里要特别强调，抗震概念设计并不是简单、机械的套用抗震设计概念或原则，从而使地下建筑设计缺乏创造性和艺术性。大量富有想象力、具有创造性的地下建筑在进行了抗震概念设计后，在地震作用中同样可以有良好的表现。

3.4 建筑结构平面及剖面布置

3.4.1 为使地下结构在地震中的变形与地层的变形相协调，平面及剖面的刚度控制尤为重要。可以通过调整结构构件的刚度及不同刚度构件的平面及剖面布置，使结构的变形与地层的变形相适应。基本原则如下：

1 应通过合理的结构平面及剖面布置，使各构件间的受力及变形相协调，从而使结构构件具备足够的延性。

2 当通过合理的结构平面及剖面布置，局部构件可以达到与地层及其他构件的变形协调，但延性难以保证时，应考虑改变局部构件的结构材料，如采用钢管混凝土柱子代替混凝土柱子。

3 应优先通过变形缝对不同的刚度单元进行有效的划分，从而避免变形不协调产生过大的应力集中。同时使结构变为便于计算分析的单体，使复杂不宜掌控的地下结构计算更具针对性。

4 当平面或剖面形状差异较大，但又难以设置变形缝将其分割时，应结合建筑功能调整主体结构及其内部附属结构的结构构件刚度及不同刚度构件的分布，使形状差异较大的结构刚度分布趋于均匀且与地层的变形相协调。

随着我国轨道交通大规模的建设，城市线网不断加密，换乘站日益增多，轨道交通地下结构与周边工程一体化的案例日益增多，综合管廊随轨建设的大力推进，地下结构的布置形态不再是呈单一的“长条形”，呈现出多元化的趋势。地下结构的平面及剖面布置，对于其抗震性能有着重要的影响。但因地下结构抗震设计起步较晚，震害案例也有限，本文的论述在结合地下结构与地面结构抗震特点及不同的基础上，较多的借鉴了地面结构的震害案例分析成果及经验。

地下结构的震动变形受周围土体的约束作用显著，结构的动力反应一般不明显表现出自振动特性的影响。地面结构的动力反应则明显的表现出自振动特性。因此，对于地面结构的研究，多围绕自振动特性展开，结构的形状、质量、刚度的变化，对地面结构的振动反应影响很大。而对于地下结构来说，结构随地层地震动变形占比较大。因此能否在地层的约束下，发生与地层相协调的变形，避免协调变形中过大的应力集中，并在此变形下保持结构各构件的延性，是地下结构平面及剖面布置的重点。

3.4.2 地震区域的地下结构单体，平面宜以刚度均匀的正方形、矩形、圆形为好，正多边形、椭圆形也是相对较好的平面形状。

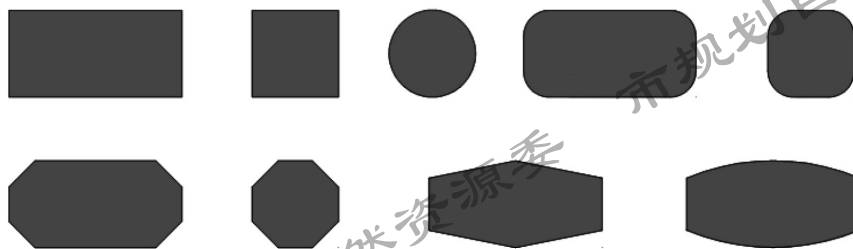


图 3.4.2 有利于结构单体的平面布置形式

应注意并不是结构采用了上述的平面形状，地下建筑结构就会具有良好的抗震性能。上述平面形状为平面双轴或多轴结构，可以减小结构水平面内的扭转。但如果其内部结构刚度分布不均匀的话，依然会在地震力作用下出现破坏。

3.4.3 在实际的地下结构方案设计中，由于城市规划，建筑用地，使用功能及艺术效果的需求，地下结构不可避免的将出现 L 型、T 型、H 型、十字型等各种复杂的平面结构。在此种情况下可以通过变形缝

对刚度不同的结构进行有效的分割使地下结构转化为抗震性能较为优良且便于计算分析的单体结构。也可通过对形状进行适当的调整，使其趋于抗震有利的平面布置形式。

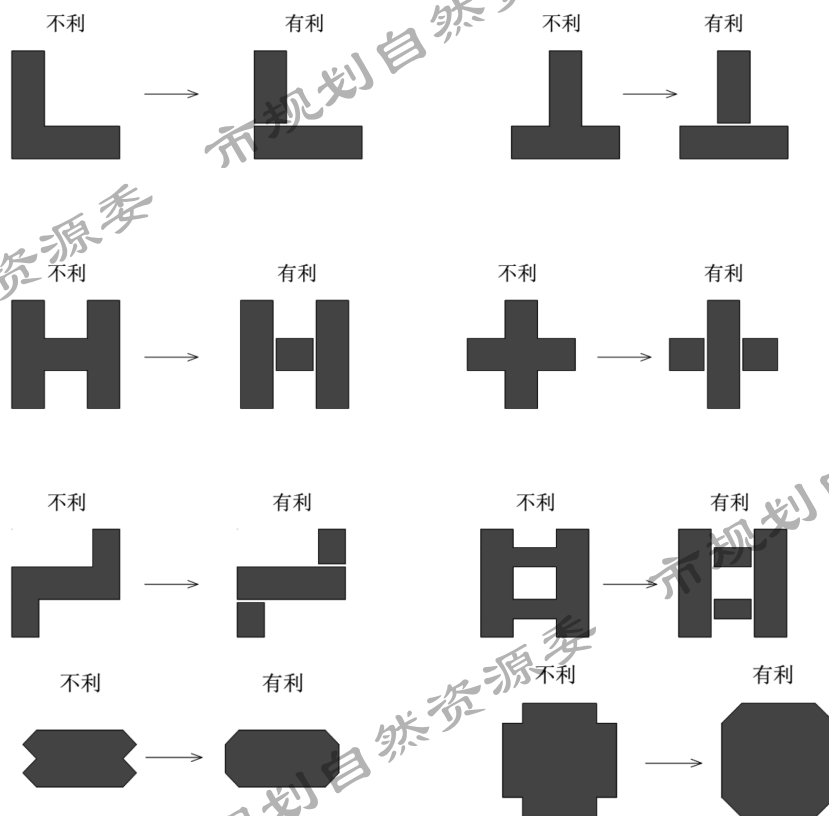


图 3.4.3 不利平面体形的改进方法

在日本神戸市停车场的震害资料研究中发现，停车场主体结构在地震中的损害较为轻微，但在主体结构和附属结构的结合部分仍出现了混凝土脱落和漏筋的现象。说明合理的断面分割，有利于结构的抗震性能。

3.4.4 地震区域的地下结构单体，剖面宜以刚度均匀的正方形、矩形、圆形为好，马蹄形、直墙拱形也是相对较好的平面形状。



图 3.4.4 有利于结构单体的剖面布置形式

3.4.5 在实际的地下结构方案设计中，由于城市规划，建筑用地，使用功能及艺术效果的需求，地下结构不可避免的将出现各种复杂的剖面结构。在此种情况下可以通过变形缝对刚度不同的结构进行有效的分割使地下结构转化为抗震性能较为优良且便于计算分析的单体结构。也可通过对形状进行适当的调整，使其趋于抗震有利的平面布置形式。其分割及调整原则同平面。

3.4.6 抗震结构体系是抗震设计需要考虑的重要问题，结构方案的选取是否合理，对安全性及经济性起到至关重要的作用。结构体系应根据建筑的抗震设防类别、抗震设防烈度、建筑的平剖面布置、场地条件、地基、结构材料和施工等因素，经技术、经济和使用条件综合比选确定。

3.4.7 在选择建筑抗震结构体系时，应符合下列的相关要求：

- 1 应具备明确的计算简图和合理的地震作用传递途径。
- 2 宜有多道抗震防线，避免因部分结构或构件破坏而导致整个结构丧失抗震能力。

3 应具备必要的抗震承载力、良好的变形能力和消耗地震能量的能力。

4 宜具有合理的刚度布置，避免因局部削弱或变形形成薄弱部位，产生过大的应力集中或塑性变形集中；对可能出现的薄弱部位应采取措施提高抗震能力。

3.4.8 结构构件的设计应符合下列的要求：

1 混凝土结构构件应合理的选择尺寸、配置纵向受力钢筋和箍筋，避免剪切破坏先于弯曲破坏、混凝土的压溃先于钢筋的屈服、钢筋的锚固黏结破坏先于构件破坏。

2 钢结构构件应合理的选择尺寸，避免构件整体或局部失稳。

3 砌体结构应该按照规定设置混凝土圈梁、构造柱或采用配筋砌体等。

3.4.9 结构各构件间应可靠连接，保证结构的整体性，应符合下列要求：

1 构件节点的破坏不应先于连接的构件。

2 预埋件的锚固破坏不应先于连接的构件。

3 装配式结构的构件连接应能保证结构的整体性。

4 各抗震支撑系统应能保证地震时结构的稳定。

3.4.10 除了强度及刚度的要求外，在地震区的结构应具备足够的抵抗塑性变形的能力，即延性要求。这样通过结构的塑性变形来吸收和消耗地震输入的能量，有利于抵抗倒塌破坏，提高抗震潜力。

4 地下结构抗震基本要求

4.1 地下结构抗震设防水准

4.1.1 城市轨道交通地下结构工程抗震应按常遇地震、设计地震和罕遇地震三个设防水准进行设防。

表 4.1.1 设防水准与地震重现期的关系

| 设防水准 | 常遇地震 (E1) | 设计地震 (E2) | 罕遇地震 (E3) |
|-----------|-----------|-----------|-----------|
| 地震重现期 (年) | 100 | 475 | 2475 |
| 50 年超越概率 | — | 10% | 2% |

4.1.2 设计地震动参数可按国家标准《中国地震动参数区划图》GB18306 规定的地震动参数执行。对进行过专门地震研究的地区，可按批准的抗震设防烈度或设计地震动参数进行设防。

轨道交通地下结构的设计使用年限为 100 年，应按 100 年地震超越概率分别为 63%、10% 和 2~3% 来对应确定常遇地震、设计地震和罕遇地震三个设防水准。但由于目前地下结构抗震研究工作尚不够深入，且《中国地震动参数区划图》GB18306、《建筑抗震设计规范》GB50011 等规范中也未明确与 100 年地震超越概率相对应的设计地震动参数，为利用目前抗震规范体系规定的抗震设防烈度及设计地震动参数进行地下结构的抗震设计，并与现行国家标准《城市轨道交通结构抗震设计规范》GB50909-2014 保持一致，本指南暂按与 50 年地震超越概率相对应的设计地震动参数进行抗震设计。

将来根据进一步的地下结构抗震研究成果再行确定与 100 年地震超越概率相对应的设计地震动参数，或借鉴《工程结构可靠性统一标准》GB50153-2008 中引入可变荷载设计使用年限调整系数的作法，研究确定设计使用年限为 100 年的结构按 50 年地震超越概率的设计地震动参数进行设计时的地震作用调整系数。当缺乏当地相关资料且确需对地震作用进行调整时，可参考《建筑工程抗震性态设计通则 (试用)》CECS 160: 2004 的附录 A，调整系数可取 1.3~1.4。

4.2 地下结构抗震设防分类

4.2.1 城市轨道交通地下结构工程应根据其在城市交通和抗震救灾中的作用以及重要性分为甲类、乙类、丙类三个抗震设防类别。

城市轨道交通结构抗震分类参照了现行国家标准《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223，但考虑到城市轨道交通地下结构的特点，取消了丁类 (适度设防类)。城市轨道交通地下结构包括地下车站和换乘枢纽、地下指挥中心、区间隧道、风道和出入口等建 (构) 筑物，重要性的划分应考虑规划交通量的大小和大型地下空间的利用。

城市轨道交通地下结构作为地下轨道交通空间的围蔽和承载结构，一旦在地震作用下遭到损坏会影响地下轨道交通工程的使用功能甚至安全，是城市轨道交通工程抗震设计的关键。由于地下结构的建造难度大、造价高昂、受损后修复难度大，因此对其抗震性能的要求与地面结构应有所区别，并宜适当提高。

4.2.2 抗震设防类别的划分应符合下列规定：

1 特殊设防类 (甲类)：指涉及国家公共安全和地震时可能发生严重次生灾害等特别重大灾害后果，需要进行特殊设防的地下工程，包括在城市地下轨道交通网络中占关键地位、承担客流量大的大型换乘车站和枢纽车站，以及与特殊设防类地面结构合建的地下结构工程等。

城市轨道交通在我国各大城市迅速发展，其枢纽建筑具有体量大、结构复杂、人员集中的特点，受损后影响面大且修复困难。大型换乘车站和大型综合枢纽车站主要指不少于3条线路（包括与铁路、公路等其它交通系统）相互换乘、车站主体结构合建且设计预测日平均客流量超过50万人的地下车站。这样规模的地下车站若在地震遭到破坏将导致多线轨道交通线路中断或交通枢纽瘫痪，社会影响巨大，需要进行特殊设防。

2 重点设防类（乙类）：指地震时使用功能不能中断或需尽快恢复的生命线相关工程，以及地震时可能导致大量人员伤亡等重大灾害后果，需要提高设防标准的地下工程，包括除特殊设防类以外的地下工程主体结构，如地下车站主体结构、区间隧道、地下主变电站、地下控制中心等工程。

3 标准设防类（丙类）：除上述两类以外按标准要求进行设防的工程，包括地下车站附属结构（风道、出入口通道、紧急疏散通道）、区间风道和联络通道等工程。当地下工程附属结构体量与主体结构体量相当时应按重点设防类设防。

4.3 地下结构抗震设防标准

4.3.1 城市轨道交通各抗震设防类别工程的抗震设防标准，应符合下列要求：

1 特殊设防类（甲类）：应按批准的地震安全性评价的结果且高于本地区抗震设防烈度的要求确定其地震作用。

2 重点设防类（乙类）：应按本地区抗震设防烈度确定其地震作用。地基的抗震措施应符合有关规定。

3 标准设防类（丙类）：应按本地区抗震设防烈度确定其地震作用。

4.3.2 各抗震设防类别工程的抗震构造措施应符合本指南第9章的规定。

本指南第9章中明确给出了各抗震设防类别工程的抗震等级和相应的抗震构造措施，便于设计时直接应用。

4.4 地下结构抗震性能要求

4.4.1 根据本指南设计的轨道交通地下结构应满足以下抗震性能要求：

1 性能要求Ⅰ：地震后不损坏或轻微损坏（含轻微渗漏水并且可快速修复），保持正常使用功能；结构处于线弹性工作阶段；

2 性能要求Ⅱ：地震后可能损坏，维修后能短期内恢复正常使用功能；结构整体可处于非线性弹性工作阶段；

3 性能要求Ⅲ：地震后可能产生较大破坏，无局部或整体倒塌，抢修后可恢复使用；结构处于弹塑性工作阶段。

4.4.2 各类结构在不同地震动水准下的抗震性能要求应符合表4.4.2的规定：

表 4.4.2 城市轨道交通地下结构抗震性能要求

| 抗震设防分类 | 设防水准 | | |
|--------|----------|----------|----------|
| | 常遇地震（E1） | 设计地震（E2） | 罕遇地震（E3） |
| 甲类 | I | I | I |
| 乙类 | I | I | II |
| 丙类 | I | II | III |

中华人民共和国住房和城乡建设部部令《市政公用设施抗震设防专项论证技术要点（地下工程篇）》（建质[2011]13号）提出了明确的地下结构设防要求：

（1）当遭受低于本工程抗震设防烈度的多遇地震E1影响时，地下结构不损坏，对周围环境和轨道交通运营无影响；

（2）当遭受相当于本工程抗震设防烈度的设计地震E2影响时，地下结构不损坏或仅需对非重要结

构部位进行一般修理，对周围环境影响轻微，不影响正常运营；

(3) 当遭受高于本工程抗震设防烈度的罕遇地震 E3 (高于设防烈度 1 度) 影响时，地下结构主体结构体系不发生严重破坏且便于修复，无重大人员伤亡，对周围环境不产生严重影响，修复后可正常运营。

本指南对轨道交通地下结构的抗震性能要求与部令的设防目标协调一致。

5 地下结构抗震分析方法

5.1 一般规定

5.1.1 城市轨道交通地下结构抗震分析方法选择时，应充分考虑地下结构的地震反应特点。

地下结构的地震反应不同于地面结构，主要因为：

- (1) 地下结构完全被土或岩石覆盖；
- (2) 某些地下结构的长度很大，比如隧道。

因此，地下结构的抗震分析有些方面与地面结构的抗震分析有很大区别。

地下结构的抗震分析在几个方面有其自身的特点：

(1) 对于大多数地下结构，相对于结构的惯性，周围土的惯性更大。地下结构抗震分析的重点是地层的自由场变形及其与结构的相互作用，而地面结构抗震分析关注的重点是结构本身的惯性效应。因此，地下结构的抗震分析方法都考虑了地层的地震变形。

(2) 隧道结构进行纵向抗震分析时，可近似为承受周围土层变形的弹性地基梁。

在 20 世纪六七十年代以前，地下结构的抗震分析基本沿用地面结构的抗震分析方法。只是在 70 年代后，地下结构的抗震分析才逐步形成自身的体系。

目前，比较常用的地下结构抗震分析方法主要有惯性力法、反应位移法、反应加速度法、整体反应位移法和时程分析法等。以上方法中，除时程分析法外，其它方法均为拟静力法。

5.1.2 进行地下结构抗震分析时，应根据地质条件和地下结构复杂程度，选择分析方法。对于甲类地下结构，应选择两种以上的方法进行计算，对比分析计算结果。

5.1.3 地下结构抗震分析方法的计算模型应为连续介质模型。

5.1.4 土体和地下结构的动力计算参数应根据试验或可靠经验选取。如果有条件，土体的动剪切模量和动弹性模量、泊松比应通过试验确定。

土层动剪切模量与其剪应变相关。在 E2 和 E3 地震作用下，土层的剪应变较大，致使土层的动剪切模量大幅度减小。因此，在进行地下结构抗震分析时，应对土体的动剪切模量进行折减，而不应采用土体的初始动剪切模量。

5.1.5 在进行地下结构抗震分析时，应选择合适的地震动基准面。

在理想的情况下，此基准面应选取基岩顶面。在实际应用时，宜取在地下结构以下剪切波速 $v_s \geq 500\text{m/s}$ 的岩土层顶面，作为震动基准面。对覆盖层厚度小于 70m 的场地，地震动基准面到结构的距离不宜小于结构有效高度的 2 倍；对覆盖层厚度大于 70m 的场地，宜取在场地覆盖层 70m 深度的土层位置。

5.1.6 采用拟静力法进行地下结构抗震分析时，一般可忽略由于地下结构的存在而对自由场地地震动参数的影响；本章所述的计算模型和计算荷载（作用）适用于地震工况，常载下的静力计算模型和荷载应根据相关规范确定。

5.2 惯性力法

5.2.1 在惯性力法中，假定地下结构为刚体，地震时结构与围岩介质一起运动，其间无相对位移。地下结构物每一部分都具有与围岩介质相同的加速度，取其最大值用于结构抗震设计。

惯性力法，也叫地震系数法，以日本学者大森房吉提出的静力方法为基础来计算地下结构的地震

力。当地震发生时，地下结构及围岩均受到惯性力的作用，这种由地震引起的惯性力为主进行抗震分析的方法，称为地震系数法。

5.2.2 应用惯性力法进行地下结构抗震分析时，一般可只计算水平地震力的作用。其地震力应按如下要求进行计算：上覆土柱的惯性力作用于土柱的质心，简化为作用于顶板的均布力，其值不超过土层与顶板的摩擦力；地下结构的惯性力，作用于结构的质心处；地震主动土压力增量，作用于地下结构一侧，另一侧设置受压弹簧模拟地层的约束作用。其计算简图见图 5.2.2 所示。

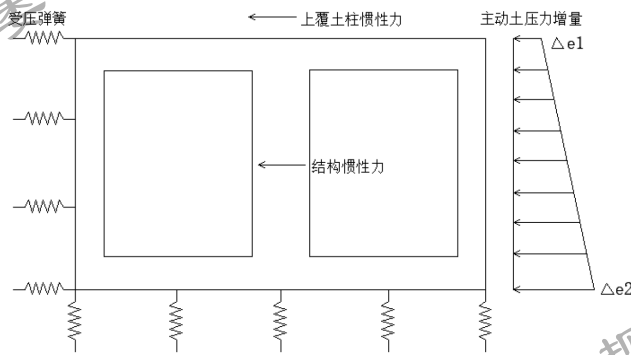


图 5.2.2 惯性力法计算简图

5.2.3 应用惯性力法进行地下结构抗震分析时，地震主动土压力增量宜根据库伦土压力公式计算。

惯性力法的地震荷载应按如下要求进行计算：

(1) 地震主动土压力增量

根据《铁路工程抗震设计规范》(GB50111)、《铁路隧道设计规范》(TB10003)和《铁路工程设计技术手册—隧道》规定，地震主动土压力增量可按下列公式计算：

$$\Delta e_i = \gamma h_i (\lambda' - \lambda) = \gamma h_i \Delta \lambda \quad (5.2.3-1)$$

$$\lambda = \frac{\tan \beta - \tan \phi_g}{\tan \beta [1 + \tan \beta (\tan \phi_g - \tan \theta_1) + \tan \phi_g \tan \theta_1]} \quad (5.2.3-2)$$

$$\tan \beta = \tan \phi_g + \sqrt{\frac{(\tan^2 \phi_g + 1) \tan \phi_g}{\tan \phi_g - \tan \theta_1}} \quad (5.2.3-3)$$

$$\lambda' = \frac{(\tan \beta' - \tan \phi'_g)(1 - \tan \theta'_1 \tan \theta)}{\tan \beta' [1 + \tan \beta' (\tan \phi'_g - \tan \theta'_1) + \tan \phi'_g \tan \theta'_g]} \quad (5.2.3-4)$$

$$\tan \beta' = \tan \phi'_g + \sqrt{\frac{(\tan^2 \phi'_g + 1) \tan \phi'_g}{\tan \phi'_g - \tan \theta'_1}} \quad (5.2.3-5)$$

式中：

- λ ——静力侧压力系数；
- λ' ——地震侧压力系数；
- β ——静力下产生最大推力时土的破裂角(°)；
- β' ——地震下产生最大推力时土的破裂角(°)；
- h_i ——地下结构两侧任一点至地面的距离(m)；
- γ ——土体的容重(kN/m³)；

θ_1 ——静力下顶板土柱两侧的摩擦角 ($^\circ$)

θ_1' ——地震下顶板土柱两侧的摩擦角 ($^\circ$), $\theta_1' = \theta_1 - \theta$;

ϕ_g ——静力下土的内摩擦角 ($^\circ$);

ϕ_g' ——地震下土的内摩擦角 ($^\circ$), $\phi_g' = \phi_g - \theta$;

θ ——地震角 ($^\circ$), 应按表 5.2.3 取值。

表 5.2.3 地震角和水平地震系数

| 设计烈度 / 度 | 7 | | 8 | | 9 |
|---------------------------|----------------|------|------------|----------------|------------|
| 水平地震系数 K_h | 0.1 | 0.15 | 0.2 | 0.3 | 0.4 |
| 地震角 θ ($^\circ$) | 1 $^\circ$ 30' | | 3 $^\circ$ | 4 $^\circ$ 30' | 6 $^\circ$ |

(2) 上覆土柱的惯性力

根据《铁路工程设计技术手册—隧道》，上覆土柱惯性力可按下列公式计算：

$$P = \gamma h (B - \lambda' h \tan \theta_1) \quad (5.2.3-6)$$

$$F_2 = \eta K_h P \quad (5.2.3-7)$$

式中：

P ——上覆土柱的垂直土压力 (kN/m)；

F_2 ——顶板上覆土的地震力 (kN/m)；

η ——水平地震作用修正系数，岩石地基取值 0.20，非岩石地基取值 0.25；

K_h ——水平地震系数，按表 5.2.3 选取， $K_h = A_g/g$ ；其中 A_g 为水平地震动峰值加速度；

h ——地下结构顶部距地面的距离 (m)；

B ——地下结构的宽度 (m)。

(3) 地下结构的惯性力

$$F_{ihE} = \eta A_g m_i \quad (5.2.3-8)$$

式中：

F_{ihE} ——计算质点的水平地震力 (kN)；

m_i ——计算构件的质量 (10^3kg)。

5.2.4 惯性力法宜适用于地下结构刚度大、土体变形小，结构惯性力起主要作用的情况。

惯性力法计算方便，原理简单明了，易于应用。在我国铁路隧道抗震设计中，采用了该方法。该方法适用于结构刚度大、土体变形小，结构惯性力起主要作用的情况。但是，在该方法中，地下结构侧墙惯性力采用库伦土压力公式计算，无法反映地震时地下结构所受的真实的动土压力；仅考虑了地震惯性力，忽略了地震产生的地层变形和摩擦产生的作用力。因此，该方法计算出的地下结构地震内力偏小。

所以，惯性力法一般适用于岩层中的浅埋区间隧道。

5.3 反应位移法

5.3.1 反应位移法假定地震时地下结构的响应特点为其加速度、速度与位移等与周围地层基本上保持同步。反应位移法分为横向反应位移法和纵向反应位移法。

反应位移法是由日本研究人员通过理论分析以及大量地震资料提出，其基本思想是将结构四周的土体用弹簧来替代，将结构所在埋深处的自由场的相对变形以弹簧节点力的形式加到结构上，然后再加上惯性力、剪切力等，来进行地下结构抗震计算。根据计算断面的不同，反应位移法可分为横向反应位移法和纵向反应位移法。

5.3.2 横向反应位移法假定地下结构横截面方向在地震中承受周围地层在不同深度产生的响应位移差，该位移差以强制位移形式施加在支撑于弹性地基的地下结构上。

5.3.3 在横向反应位移法中，地震作用应包括地震反应位移，地下结构与地层的动剪切力，地下结构的惯性力，如图 5.3.3 所示。

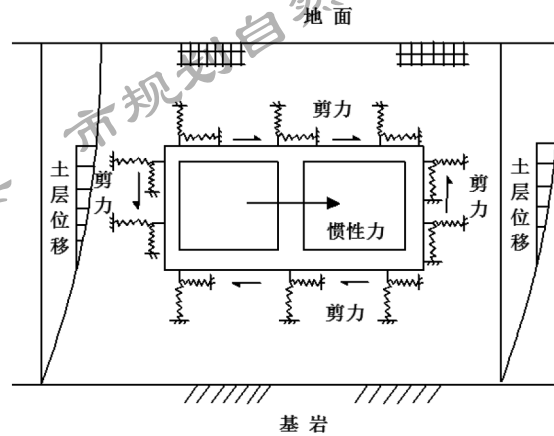


图 5.3.3 矩形隧道横断面计算模型图

5.3.4 在横向反应位移法中，可根据地勘报告或采用有限元法确定地基基床系数，然后代入下列公式计算地层动弹簧系数：

$$k_n = K_n L d \quad (5.3.4-1)$$

$$k_s = K_s L d \quad (5.3.4-2)$$

式中：

- k_n ——法向地层动弹簧系数 (kN/m)；
- k_s ——切向地层动弹簧系数 (kN/m)；
- K_n ——法向基床系数 (kN/m³)；
- K_s ——切向基床系数 (kN/m³)；
- L ——垂直于结构横向的计算长度 (m)；
- d ——土层沿隧道与地下车站纵向的计算长度 (m)。

地勘报告中一般会给出地基的水平基床系数和竖向基床系数。因此，在非矩形断面地下结构中，需由水平基床系数和竖向基床系数计算出法向基床系数 K_n 和切向基床系数 K_s ：

$$K_n = K_v \cos^2 \alpha + K_h \sin^2 \alpha \quad (5.3.4-3)$$

$$K_s = \frac{1}{3} K_n \quad (5.3.4-4)$$

式中：

- K_h ——水平基床系数 (kN/m³)；
- K_v ——竖向基床系数 (kN/m³)；
- α ——结构节点处的切向与水平向的夹角 (°)。

地基基床系数还可以采用静力有限元法进行计算，其模型如图 5.3.4-1 ~ 2 所示。当地下结构为矩形时，取一定宽度和深度的土层，建立有限元模型，除去地下结构位置处网格，模型侧面和底面边界固定，如图 5.3.4-1 a) 所示；对应于不同地震动水平，土体的弹性系数应通过一维土层反应分析或试验得到。如图 5.3.4-1 b) ~ d) 所示，在孔洞处施加均布荷载 q ，分别计算各方向荷载作用下土体变形 δ 。

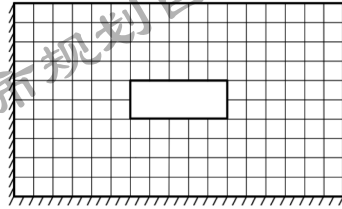
出于简化考虑，假设结构同一个面上的弹簧刚度一致。因此，在均布荷载 q 作用下，某一面的变形 δ 应为该面各节点变形的平均值。因此，该荷载作用下土层的基床系数为

$$K = q / \delta \quad (5.3.4-5)$$

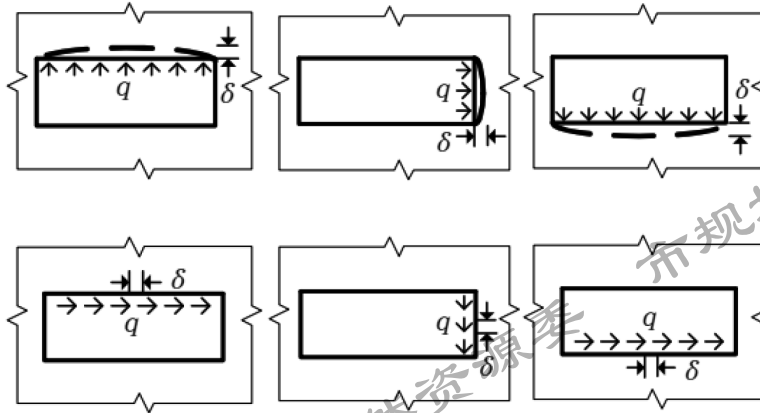
其中，对于矩形结构而言，顶底板位置处基床系数不同，应分别进行计算。采用静力有限元法计算地基基床系数时，也可以在计算模型图 5.3.4-1 和 5.3.4-2 的结构处施加单位强制位移 δ ，得到地基反力，

代入公式 5.3.4-4，求出基床系数。

最后，将求出的各方向的基床系数代入公式 5.3.4-1 和 5.3.4-2，计算出地下结构周围土层的动弹簧系数。

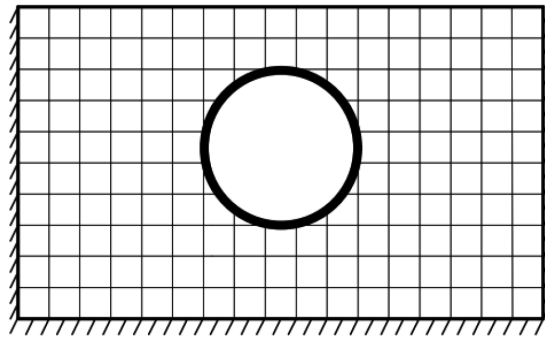


a) 整体计算模型

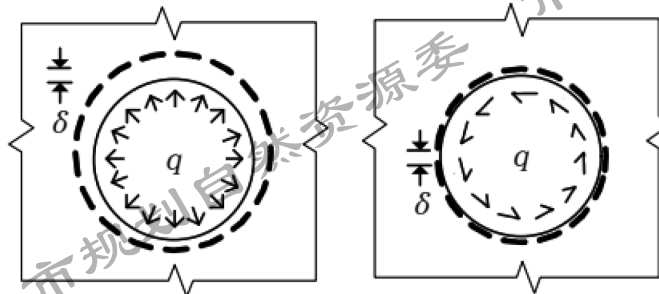


b) 顶板基床系数计算模型 c) 侧墙基床系数计算模型 d) 底板基床系数计算模型

图 5.3.4-1 矩形断面地下结构的地基基床系数计算模型



a) 整体计算模型



b) 法向基床系数计算模型 c) 切向基床系数计算模型

图 5.3.4-2 圆形断面地下结构的地基基床系数计算模型

5.3.5 在横向反应位移法中，计算地层反应位移可根据地震安全性评价报告数据、一维地层地震反应分析法或规范法等计算。

计算地层反应位移的方法主要有：

(1) 已进行地震安全性评价的工程场地，可采用安评报告中提供的地层位移随埋深的变化关系。

(2) 采用一维地层地震反应分析法计算，如软件 EERA、SHAKE91 等，也可以用有限元、有限差分等方法进行计算。由于考虑了地层的刚度差异，计算结果较为可靠。在使用该方法计算位移时，不必对地层均一化处理。

使用 EERA 计算时，应确定基岩面位置、基岩处输入的地震波、地层剪切模量比和阻尼比与应变的关系曲线。进行计算后，可得到土体动剪切模量、剪切力、位移、加速度随埋深的变化曲线，以及不同埋深处土体的加速度时程曲线。

(3) 根据本指南 6.3 节，确定地表峰值位移，代入下式计算某一深度处的地层反应位移：

$$u(z) = \frac{1}{2} u_{max} \cos \frac{\pi z}{2H} \quad (5.3.5)$$

式中：

H ——设计地震作用基准面的埋深 (m)

u_{max} ——场地地表最大位移 (m)；

z ——计算点的埋深 (m)。

5.3.6 在横向反应位移法中，计算地下结构与土层间的动剪切力，可采用一维地层地震反应分析法或规范公式法。

目前，一般采用以下两种方法计算动剪切力：

(1) 采用一维地层地震反应分析法计算，如软件 EERA、SHAKE91 等，计算土层动剪切力。与地下结构埋深相同处的土层剪切力，即为作用在地下结构上的动剪切力。

(2) 规范公式法。假定土层与地下结构的水平位移相同，因此对公式 5.3.5 求导，乘以地层的动剪切模量，得到地下结构与土层间的动剪切力公式为

$$\tau = G \frac{\pi}{4H} u_{max} \sin \frac{\pi z}{2H} \quad (5.3.6)$$

式中， G 为土体动剪切模量。应考虑土体的非线性特性，根据不同地震动水平下地层应变水平的不同对土体最大动剪切模量进行折减，计算出 G 。动剪切模量折减系数依据地震安评报告来确定，没有相关资料时，E2 地震时可取 1/5(粘性土) ~ 1/8(砂性土或卵石)。

根据公式 5.3.6，分别算出顶板处的动剪切力 $\tau_{顶}$ 和底板处的动剪切力 $\tau_{底}$ ，则侧墙的动力 $\tau_{侧} = \frac{\tau_{顶} + \tau_{底}}{2}$ 。

5.3.7 在横向反应位移法中，计算地下结构的地震惯性力可按式：

$$f_i = m_i \ddot{u}_i \quad (5.3.7)$$

式中：

f_i ——结构 i 单元上作用的惯性力 (kN)；

m_i ——结构 i 单元的质量 (10^3kg)

\ddot{u}_i ——地下结构顶底板位置处自由土层发生最大相对位移时刻，自由土层对应于结构 i 单元位置处的加速度 (m/s^2)。

5.3.8 在横向反应位移法中，应建立“荷载—结构”模型计算地下结构地震内力，计算模型应采用“延米框架模型”；有中柱的地下结构尚应采用“等代框架模型”进行验算。

在建立“荷载—结构”模型时，取出地下结构的一根标准跨，建立“延米框架模型”或者“等代框架模型”，在每个节点建立法向和切向弹簧，其刚度根据地层动弹簧系数公式计算；然后，将求出的地震产

生的地基反力、地层动剪切力和结构惯性力等叠加作用在模型上，如图 5.3.3 所示，计算出结构内力。

地下结构的标准断面的“延米框架模型”是将中柱截面除以一榀标准跨度度作为模型中柱的截面尺寸，各层结构板和侧墙构件截面宽度取 1 米，形成柱及柱上板带加墙带的计算模型。根据该模型，计算的中柱内力需乘以跨度，结构顶底板和侧墙的内力为其真实内力。

地下结构标准断面的“等代框架模型”，是指将中柱按真实截面尺寸建模，各层结构板和侧墙构件截面宽度取纵梁相邻跨度各一半之和，形成柱及柱上板带加墙带的计算模型。根据该模型，计算的中柱内力为真实内力，而结构顶底板和侧墙的内力需除以跨度。

5.3.9 在横向反应位移法中，应将圆形断面地下结构地震作用在圆环上各个节点处按照法线方向和切线方向进行分解，如图 5.3.9 所示。

将圆形断面地下结构各点的地震反应位移沿法线方向和切线方向分解后，施加在圆形断面地下结构各节点的地层弹簧的远端，作用在隧道上；圆形断面地下结构各点的动剪切力沿法线方向和切线方向分解后，直接作用在圆环各节点上。

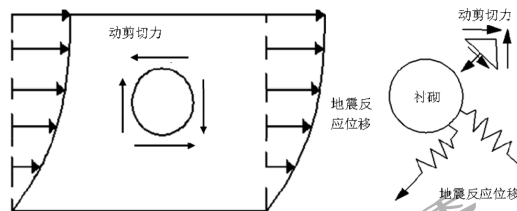


图 5.3.9 圆形地下结构地震力示意图

5.3.10 横向反应位移法的计算流程如图 5.3.10 所示。

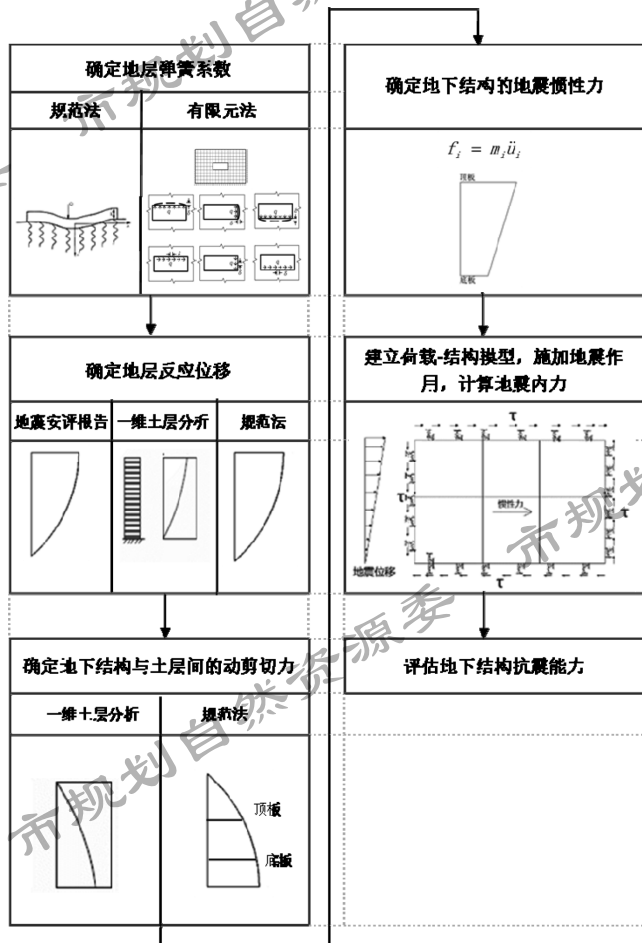


图 5.3.10 反应位移法计算流程图

5.3.11 纵向反应位移法假定沿地下结构纵向建立等刚度梁模型，把隧道中心轴线上地基的相对反应位移施加到结构模型上，计算结构地震反应。盾构隧道也可假定为纵向梁—弹簧模型。

隧道纵向反应位移法的具体过程：建立隧道纵向地震反应分析模型，确定地层动弹簧系数；计算出隧道中心轴线处地基的相对位移，其分布形状视为正弦波，将其施加于计算模型上，进行计算分析，得到隧道地震反应。以圆形断面盾构隧道为例，介绍该方法的计算过程。

(1) 隧道纵向地震反应分析的模型

进行盾构隧道纵向反应分析时，目前有两种地下结构简化模型：

1) 纵向梁—弹簧模型。在该模型中，将管片环等效为梁单元，根据其材料特性和断面形状计算其轴向刚度 EA 和弯曲刚度 EI；将环间接头等效为弹簧，如图 5.3.11-1。该模型复杂，计算量大。

2) 纵向等刚度梁模型。在该模型中，根据管片环和环间接头的串联模型及变形协调进行刚度等效，将隧道整体简化为等刚度梁模型，如图 5.3.11-2 所示。

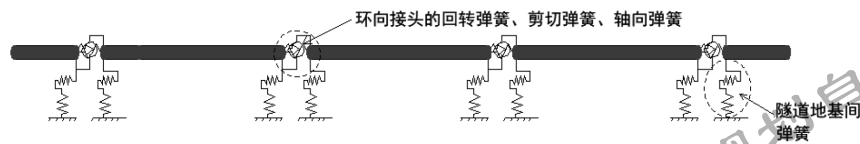


图 5.3.11-1 纵向梁—弹簧模型

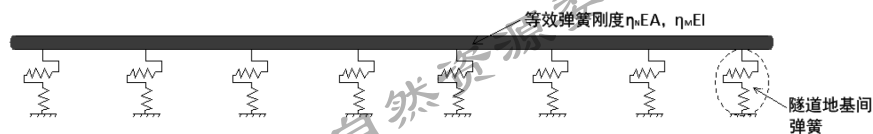


图 5.3.11-2 纵向等刚度梁模型

(2) 纵向等刚度梁模型的等效刚度

把盾构隧道沿纵向简化为等刚度梁时，必须考虑环间接头的影响。参考《盾构隧道的抗震研究及算例》(小泉淳主编，张稳军与袁大军译)的等效刚度计算方法，根据等效变形的原则，可以求得盾构隧道分别在拉伸、压缩和弯曲作用下的等效刚度。隧道梁单元的压缩和拉伸等效刚度为：

$$(EA)_{eq}^c = E_s A_s \quad (5.3.11-1)$$

$$(EA)_{eq}^r = \frac{1}{\frac{E_s A_s}{l_s K_j} + 1} E_s A_s \quad (5.3.11-2)$$

$$K_j = k_j \times n \quad (5.3.11-3)$$

式中：

- $(EA)_{eq}^c$ ——等效压缩刚度 (kN)；
- $(EA)_{eq}^r$ ——等效拉伸刚度 (kN)；
- l_s ——盾构管片的宽度 (m)；
- A_s ——隧道轴向的盾构管片断面积 (m²)；
- E_s ——管片的弹性模量 (kN/m²)；
- K_j ——环间接头螺栓的拉伸刚度的和 (kN/m)；
- k_j ——环间接头螺栓拉伸刚度 (kN/m)；
- n ——环间接头螺栓的个数。

(3) 地层动弹簧系数

当地层纵向刚度差异大时，纵向地层动弹簧系数宜按静力有限元方法计算，其过程可参考图 5.3.4-1 和 5.3.4-2。当地层纵向刚度比较均匀时，也可按下列公式计算确定（参考《核电厂抗震设计规范》GB50267-97）：

$$K_L = 3G \quad (5.3.11-4)$$

$$K_T = \beta K_L \quad (5.3.11-5)$$

$$k_L = DLK_L \quad (5.3.11-6)$$

$$k_T = DLK_T \quad (5.3.11-7)$$

式中：

K_L ——沿隧道纵向单位长度上地基土的动弹簧系数（kN/m³）；

K_T ——沿隧道横向单位长度上地基土的动弹簧系数（kN/m³）；

k_L ——沿隧道纵向上地基土的集中动弹簧系数（kN/m）；

k_T ——沿隧道横向上地基土的集中动弹簧系数（kN/m）；

G ——与地震震动最大应变幅值相对应的地基土的剪切模量（kN/m²）；

β ——换算系数，其值可取 1/3；

D ——隧道直径（m）；

L ——隧道梁单元计算长度（m）。

(4) 隧道纵轴线方向垂直的土层水平位移分布

在《城市轨道交通结构抗震设计规范》（GB50909）中，土层的水平峰值位移沿深度变化为直线规律，如图 5.3.11-3 所示，地表下 50m 及其以下部分的峰值位移可取地表的 1/2，不足 50m 处的峰值位移应按深度作线性插值确定。地表峰值位移计算见表 6.3.2-4 和 6.3.2-5。

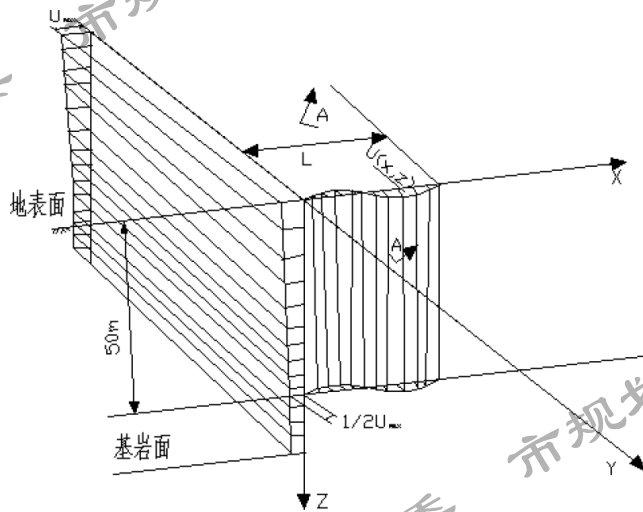


图 5.3.11-3 隧道中心轴线处地基反应位移沿深度变化规律

沿与隧道轴线方向垂直的水平方向上，同一时刻土层水平位移值可按下列公式计算：

$$u(x, z) = u_{\max}(z) \sin \frac{2\pi x}{L} \quad (5.3.11-8)$$

$$L = 2 \frac{L_1 L_2}{L_1 + L_2} \quad (5.3.11-9)$$

$$L_1 = T_s V_{SD} \quad (5.3.11-10)$$

$$L_2 = T_s V_{SDB} \quad (5.3.11-11)$$

式中

- $u(x, z)$ ——坐标 (x, z) 处地震时的土层水平位移 (m)；
- $u_{max}(z)$ ——地震时深度 z 处的土层的水平峰值位移 (m)；
- L ——土层变形的长度，即强迫位移的波长 (m)，其取值综合考虑了波在上部地表层与基岩的传播特性；
- L_1 ——表层土层变形的波长 (m)；
- L_2 ——基岩变形的波长 (m)；
- V_{SD} ——表层土层的平均剪切波速 (m/s)；
- V_{SDB} ——基岩的平均剪切波速 (m/s)；
- T_s ——考虑土层地震应变水平的土层场地特征周期 (s)。

(5) 输入隧道纵轴向的地震反应位移。首先根据公式 5.3.11-8 至 5.3.11-11 求出隧道顶板和底板处的纵轴向水平位移；然后求得顶底板间的位移差，再除以 2，作为计算纵向内力时输入的隧道纵轴向的地震反应位移。

5.4 整体式反应位移法

5.4.1 应用整体式反应位移法进行地下结构抗震计算时，应采用一维土层地震反应分析求解地震荷载，建立土-结构模型，按静力方法计算地下结构内力。

反应位移法采用地基弹簧来模拟土-结构动力相互作用。地基弹簧系数难于准确确定，而其大小对结构内力计算又有很大影响，直接影响了反应位移法的计算精度。而且，地基弹簧是离散的，之间互不相关。

由清华大学刘晶波等提出的整体式反应位移法，直接采用土-结构模型进行分析，避免了求解地基弹簧系数，不需要计算结构周边对应自由场地的剪力，计算简便。

5.4.2 采用整体式反应位移法进行地下结构抗震计算时，应按如下步骤计算：

(1) 自由场地震反应分析。使用 SHAKE91、EERA 等对工程场地的自由场模型进行一维土层地震反应分析，得到对应于地下结构位置处的土层地震反应位移、水平加速度和动剪切模量随土体深度的变化曲线。

(2) 计算地下结构等效输入地震荷载。建立地下结构场地土层的二维有限元模型，模型边界固定；土层的等效动弹性模量根据动剪切模量随土体深度的变化曲线确定；根据一维土层地震反应分析计算结果，确定与地下结构上各节点埋深相同位置处最不利时刻的土层位移，施加在地下结构各节点所在位置处的土体节点上；确定与地下结构所在范围内所有土层节点埋深相同位置处最不利时刻的土层加速度，施加在地下结构所在范围内所有土层节点上，如图 5.4.2-1 所示。求得地下结构外轮廓各节点所在位置处的地层节点反力，即为等效输入地震荷载。

自由土层地震反应最不利时刻是指在一维土层地震反应分析中，地下结构顶底板所在位置处发生最大相对位移，即产生最大动剪应力的时刻。土层的等效动弹性模量可根据动剪切模量随土体深度的变化曲线，先确定土层的动剪切模量，再根据式 5.4.2 计算得到：

$$E_{eq} = 2G_d (1 + \nu) \quad (5.4.2)$$

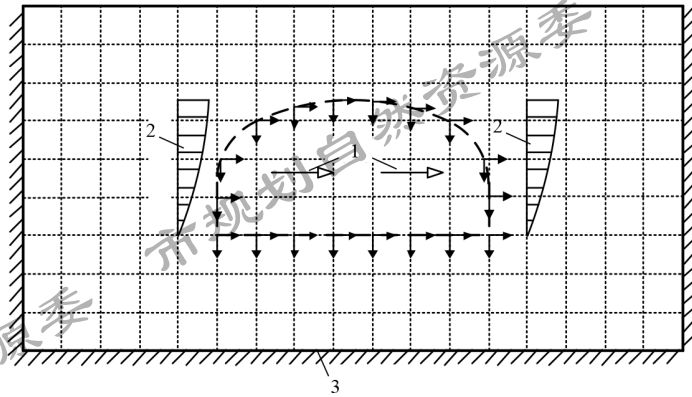


图 5.4.2-1 等效输入地震荷载计算模型图

1 - 惯性力；2 - 地层相对位移；3 - 固定边界

(3) 结构惯性力计算。采用结构质量乘以结构所在位置自由地层最不利时刻的水平加速度计算。

(4) 地下结构内力计算。建立整体式反应位移法的土 - 结构计算模型，地下结构采用梁单元模拟，边界固定，将计算得到的地下结构等效输入地震荷载与结构惯性力施加于地下结构节点上，如图 5.4.2-2 所示，进行静力计算，得到地下结构的内力。

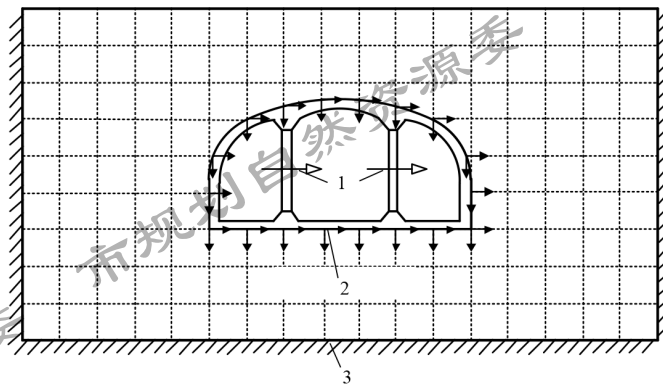


图 5.4.2-2 整体式反应位移法计算模型

1 - 惯性力；2 - 等效输入地震荷载；3 - 固定边界

5.4.3 整体式反应位移法的计算流程如图 5.4.3 所示。

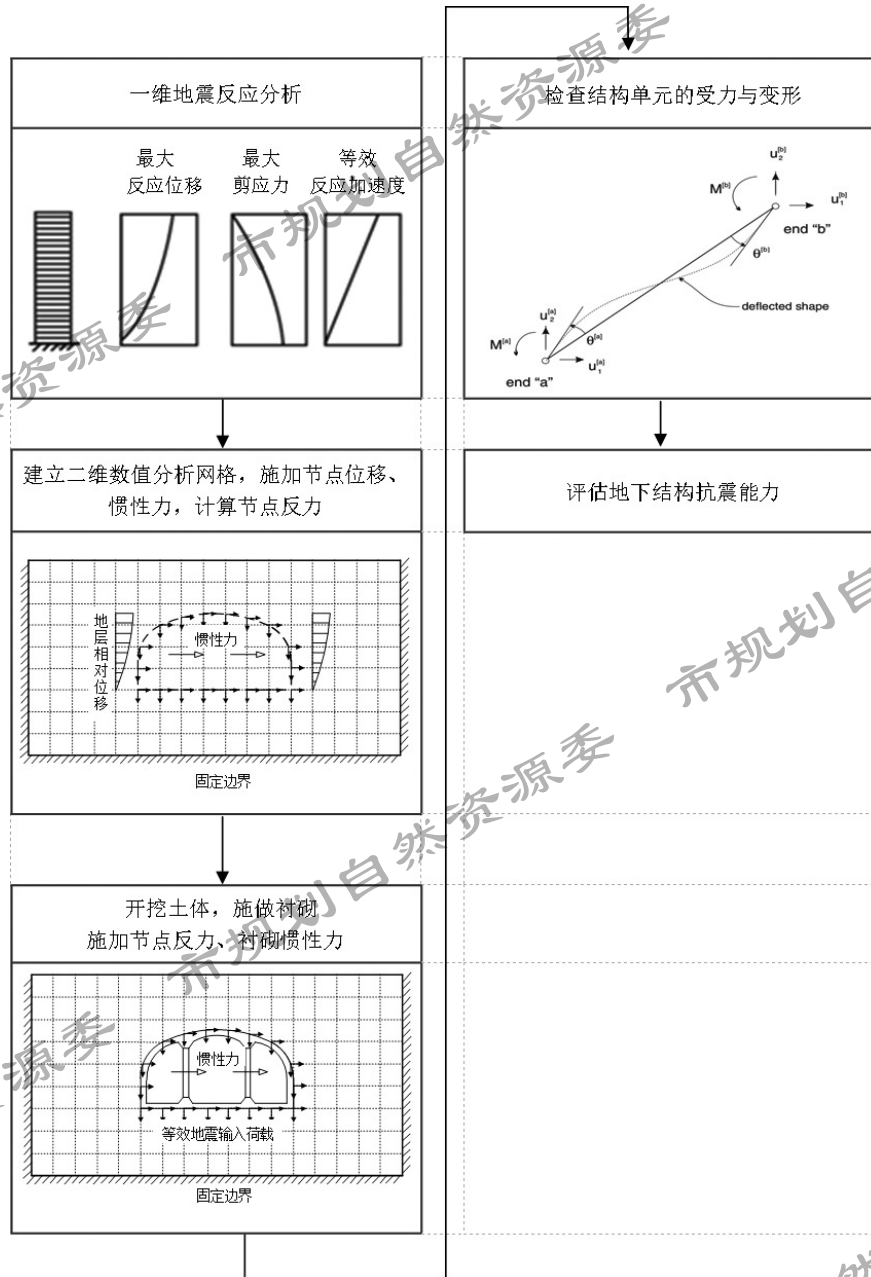


图 5.4.3 整体式反应位移法计算流程

5.5 反应加速度法

5.5.1 反应加速度法假定同一土层的加速度相同，结构的加速度等于相应土层处的加速度；无须计算相互作用的动弹簧系数。

作为一种拟静力抗震分析方法，反应加速度法是由日本研究人员首先提出。该方法概念清晰，能反映土—结构间的相互作用，无须计算相互作用的动弹簧系数，可考虑较复杂断面结构形式和地质条件。但是，在计算土层与结构沿深度变化的地震加速度时，认为同一土层的加速度是一样的，结构的加速度等于相应土层处的加速度。

5.5.2 采用反应加速度法时，应按照如下计算步骤：

- (1) 进行一维土层地震反应分析，获得土体在地震波作用下的动力反应；
- (2) 获得结构顶、底板水平相对位移达到最大时，对应时刻的加速度、剪应力和动剪切模量随土体

深度的变化曲线。

(3) 确定地下结构和土层所需施加的水平有效惯性加速度。同一土层的加速度相同，地下结构的加速度等于相应土层处的加速度。

一般情况下，土层和地下结构根据其所在位置施加相应的水平加速度。每层土的水平等效惯性加速度应取地下结构顶、底板处土层发生最大相对位移时刻，该层土的水平加速度 (m/s^2)。

(4) 建立计算模型时，土体可采用平面应变单元、结构可采用梁单元；底面应采用固定边界，侧面应采用水平滑动边界，见图 5.5.2。模型底面可取设计基岩面，顶面取地表面，侧面边界到结构的距离宜取结构水平有效宽度的 2~3 倍。土层的等效弹性模量根据对应地震动强度的一维土层地震反应分析得到的动剪切模量随土体深度的变化曲线，使用公式 5.4.2 确定。

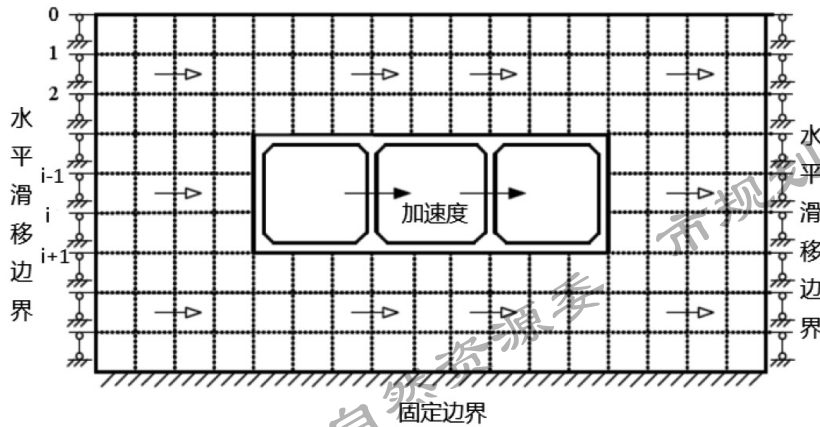


图 5.5.2 反应加速度法计算模型

(5) 建立土层—结构模型，将计算出的水平有效惯性加速度按体积力施加作用于结构和土层中，并按静力方法进行计算。

5.5.3 反应加速度法的具体计算流程如图 5.5.3 所示。

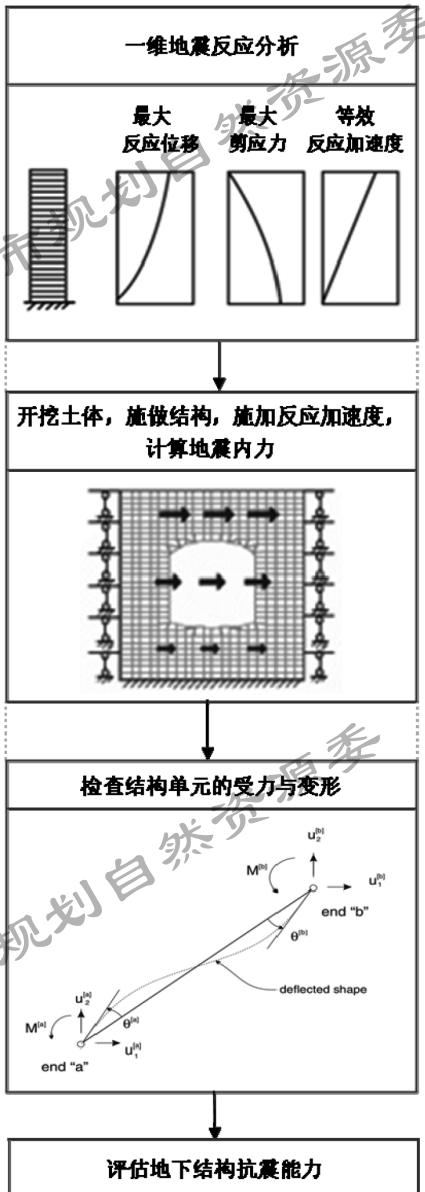


图 5.5.3 反应加速度法计算流程

5.5.4 当土层复杂，其性质和刚度参数差别较大时，该土层的水平有效惯性加速度，按式 (5.5.4) 计算：

$$a_i = \frac{\tau_i - \tau_{i-1}}{\rho_i h_i} \quad (5.5.4)$$

式中：

- a_i ——第 i 层土单元水平等效惯性加速度 (m/s^2)；
- τ_i 、 τ_{i-1} ——地下结构顶底板位置处土层发生最大相对位移时刻第 i 层土单元底部与顶部的剪应力 (kN/m^2)；当 $i=1$ 时， $\tau_i = 0$ ；
- ρ_i ——第 i 层土单元的密度 (10^3kg/m^3)；
- h_i ——第 i 层土单元的厚度 (m)。

当土层复杂时，为了反映惯性力和阻尼力的共同作用，土层和地下结构的水平有效惯性加速度，宜通过对土单元水平向受力分析得到各土层的水平有效惯性加速度。

5.6 时程分析法

5.6.1 在复杂地质条件、结构条件的情况下，地下结构宜考虑地基和结构的相互作用以及地基和结构的

非线性动力特性，采用动力时程分析法进行抗震计算。

时程分析法于二十世纪 50 年代由美国的 G. W. Housner 提出，于二十世纪 60 年代逐步发展起来的抗震分析方法，其以数据化的地震波作为输入，通过综合利用数值模拟、结构动力学等，可得出任意时刻各质点的位移、速度和加速度反应以及各构件的内力。由于采用与建筑物所在地区设防烈度、近震、远震相对应的地震波作为地震输入，能比较确切地反映地震作用特性。根据弹性地震反应分析所得到的结构内力，可以进行构件截面设计或截面复核；根据结构某些部位进入塑性的结构变形，可以作为变形验算的依据。

在理论上，此方法适用于一切地下结构，功能强大，也是最为科学的计算方法。由于这种方法计算过于繁琐，耗时长，影响因素众多，模型较复杂，计算理论还有待完善，现阶段应用于实际的工程设计对工程师有一定的困难，且对于计算结果的使用也应合理评判。

根据计算模型，该方法可分为有限元法和有限差分法；根据是否考虑结构的非线性特性，该法分为线性动力时程分析和非线性动力时程分析。对体系复杂结构的非线性地震反应研究，动力时程分析方法是理论上唯一可行的分析方法。目前，包括我国在内的很多国家均将此方法列为规范采用的分析方法之一。目前，有很多商业软件可用于动力时程分析，如 Abaqus、FLAC、ANSYS、Midas 等。

5.6.2 时程分析法的计算模型，如图 5.6.2 所示。

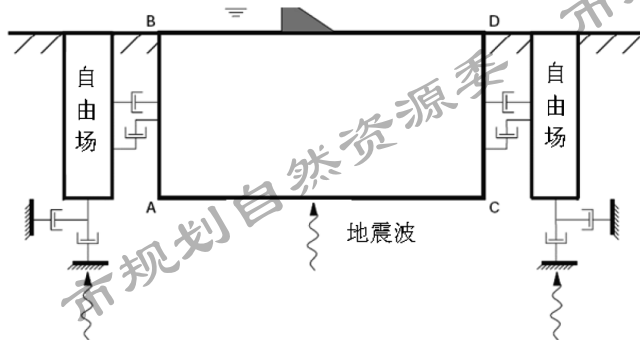


图 5.6.2 时程分析法计算模型

5.6.3 当采用动力时程分析方法时，应符合下列规定：

(1) 计算模型的建立、必要的简化计算与处理，应符合结构的实际工作状态。在计算时，宜采用地层—结构模型按平面应变问题计算分析；当需要考虑地下结构空间动力效应时，宜采用三维模型计算分析。

(2) 计算模型侧面人工边界距地下结构侧墙的水平距离不宜小于 3 倍结构宽度，底面人工边界宜取至基岩面且距地下结构底板的竖向距离不宜小于 3 倍结构高度，顶部边界取至地表。

(3) 侧面人工边界宜模拟为自由场边界，底面人工边界宜模拟为可输入地震波的动力边界。

(4) 地下结构衬砌和支护结构宜采用结构单元模拟。在有限差分法和有限元软件中，地下结构的板和墙宜用板壳单元，桩或柱宜用梁或桩单元模拟。

(5) 对复杂结构在 E2 地震作用下的内力和变形分析时，应建立不少于两个合适的模型进行计算，并对其计算结果进行分析比较。

(6) 所有计算结果经分析判断确认其合理、有效后，方可用于工程设计。

(7) 在进行动力计算前，应完成土层—地下结构模型的静力计算过程。静力计算得到的内力应与标准组合下的荷载—结构模型计算得到的内力进行对比，两者应相近。然后，将静力计算的位移、速度变量设置为 0，再进行动力计算。

在时程分析计算结果中，地下结构的内力为静力和动力作用的叠加。为了按照本指南 8.2 节的规定，设计时进行荷载效应组合计算，可将时程分析计算得到的结构内力与静力计算的结构内力输出后，用前

者减去后者，得到地震荷载单独产生的地下结构内力。

(8) 动力计算完成后，应根据动力学理论等对计算结果进行分析比较，验证其结果是否合理，特别是加速度的放大系数。

根据时程分析法得到的结论，应符合动力学理论和相关规范规定：在北京地区，进行地震作用下动力时程分析时，得到的模型表面峰值加速度应与《中国地震动参数区划图》GB18306 的规定基本相符；当土层均匀，不存在地震波反射时，基岩处峰值加速度与地表峰值加速度比值约为 2。

5.6.4 时程分析法的计算流程，如图 5.6.4 所示。

- (1) 建立数值分析网络。整个网络的尺寸应根据地下结构尺寸确定，网格尺寸应与计算需要匹配。
- (2) 施加初始大地应力。赋予网格地层的物理力学参数，设定重力加速度，进行地应力计算。
- (3) 开挖地下结构所在位置土体，施作地下结构衬砌，进行静力计算。
- (4) 施加动力边界，进行动力计算。静力计算完成后，将静力边界改为动力边界，把土层静力参数改为动力参数，在模型底部输入地震波，进行动力计算。
- (5) 分析计算结果，评估地下结构抗震能力。

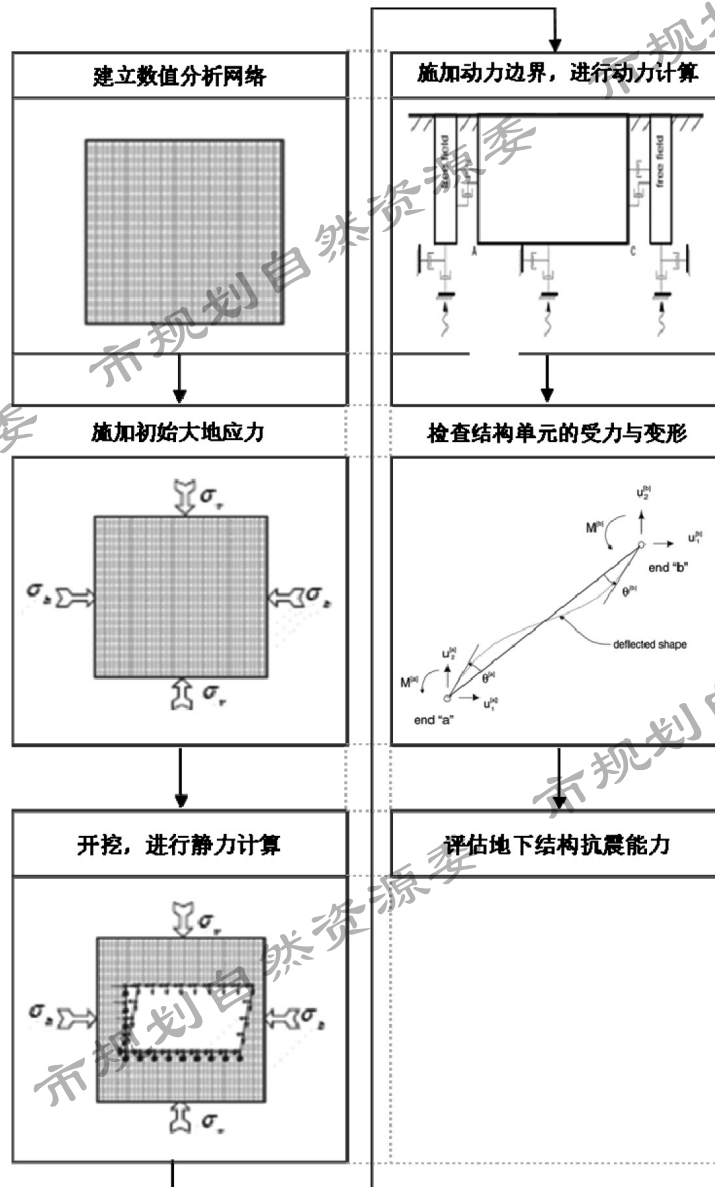


图 5.6.4 时程分析法计算流程图

6 地下结构抗震设计输入条件

6.1 场地分类与地基评价

6.1.1 选择建筑场地时，应根据工程需要，掌握地震活动情况、工程地质和地震地质的有关资料，作出综合评价。修建时，应尽量避免不利和危险地段；当无法避开时，应采取有效措施。

地震总是发生在一定场地范围内的。因此，场地条件是抗震设计的基本条件。

大量震害表明，建筑场地的工程地质、水文地质情况、地形地貌对建筑结构的震害有着很大的影响。由基岩传来的地震动有可能被放大也有可能被减少，当然在现实地震中以放大最为常见。2008年中国汶川地震，地震波传播途径中，有的建筑完好无损或轻微破坏，而有的则破坏严重，甚至出现倒塌的情况，断层所过之处，建筑物尽数倒塌。1967年委内瑞拉加拉加斯地震，不同覆土厚度地区、不同高度的房屋倒塌情况有很大的差别。1985年墨西哥地震，距离震中400多公里的墨西哥城中房屋的破坏，比震中附近的破坏更严重。出现这种情况，源于该区域的地形和工程地质特征。

在工程场地选择中，应注意因场地的不均匀性造成地震波反射引起的能量集中问题。在1909年兰贝斯克的地震中，维尔奈格村建在一个山顶上的房屋几乎全遭损毁，而村里的其它房屋，结构类型相同，遭受的破坏就小很多。同样的例子发生在罗涅，山脚下的房屋就比山顶和坡上的房屋破坏程度低。地震波在传播过程中，会因场地的凸起部分内部反射而形成能量的集中效应。

在进行城市轨道交通地下结构的场地与地基勘察和设计时，应调查历史地震造成的工程场地宏观震害或地震反应：(1) 强烈地震造成场地、地基的失稳或失效，包括土层液化、震陷、地裂缝、滑坡等；(2) 地表断裂错动，包括地表基岩断裂及构造性地裂缝造成的破坏；(3) 局部地形、地貌、地层结构的变异引起地震动异常造成的特殊破坏。

在北京地区进行抗震设计，应充分注意松散地层与坚硬地层的区别。岩体上覆以松散土层的场地，地震作用会被放大，一方面是源自不同土层的垂直共振，另外一方面是面波更容易在这种介质中传播，表现为长周期的震动。松散土的振幅通常可以达到附近坚硬土层的几倍之多。墨西哥1911年、1957年和1985年三次地震很好地反映了这种现象。在这三次地震中，位于墨西哥城一处覆盖古代湖泊的厚松散土层上的建筑，遭受的破坏远远严重于距震中更近的其他位于坚硬土层上的建筑。例如，在1985年9月19日地震中，阿卡普尔科，离震中300km建在坚硬土层上的一座城市，相较于距震中400km的墨西哥城，同样类型的建筑表现出了更好的抵抗力。

地震在有些情况下会改变土体的结构，饱和的松散砂土最容易发生这种情况。无粘结颗粒土层抵抗变形主要依赖于颗粒间的摩擦力，摩擦力与颗粒间的压力成正比。干燥的砂土，在地震力的作用下，存在“振实”的效应，如果不考虑其压缩不均匀而产生的沉降差，干燥密实的砂土具有良好的抗震性能。而饱和砂土里，一部分压力通过孔隙水来传递，减少了砂土颗粒间的摩擦。地震动会引起孔隙水压力的升高，颗粒间的有效应力会随之减小。当地震动达到一定程度，有效应力甚至会消除，从而土颗粒失去相互间的接触，相应土层失去抗剪能力而变得与液体无异，产生喷水冒砂的现象，使地下结构下沉、倾斜或者浮起。根据国内外目前研究结果，液化一般发生在离地表20m左右范围的土层中。

在北京地区进行抗震设计，应关注地下水位对于抗震设计的影响。震害资料表明，在同等条件下，水位越浅，震害越严重。不同的场地土，地下水的影响程度也有所区别。软弱土层受地下水影响最大，粘性土次之，卵砾石、碎石受其影响则较小。

6.1.2 城市轨道交通地下工程修建场址应按《建筑抗震设计规范》GB50011 划分为抗震有利、一般、不利和危险地段。

表 6.1.2 城市轨道交通修建地段划分

| 地段类别 | 地质、地形、地貌 |
|------|---|
| 有利地段 | 稳定基岩，坚硬土，开阔、平坦、密实、均匀的中硬土等 |
| 一般地段 | 不属于有利、不利和危险的地段 |
| 不利地段 | 软弱土，液化土，条状突出的山嘴，高耸孤立的山丘，陡坡，陡坎，河岸和边坡的边缘，平面分布上成因、岩性、状态明显不均匀的土层（如故河道、疏松的断层破碎带、暗埋的塘浜沟谷和半填半挖地基），高含水量的可塑黄土，地表存在结构性裂缝等 |
| 危险地段 | 地震时可能发生侧向流动、崩塌、地陷、地裂、泥石流、滑坡等；发震断裂带上可能发生地表土层错位的部位 |

地震造成建筑的破坏，除地震动直接引起结构破坏外，还有场地条件的原因，诸如：地震引起的地表错动与地裂，地基土的不均匀沉陷、滑坡和粉土、砂土液化等。因此，选择有利于抗震的建筑场地，是减轻场地引起的地震灾害的第一道工序，抗震设防区的建筑工程宜选择有利的地段，应避免不利地段。

场地地段的划分，是在选择建筑场地的勘察阶段进行的，要根据地震活动情况和工程地质资料进行综合评价。

工程场地抗震地段的选择宜规避抗震不利和危险地段。当不能规避时，应对抗震不利和危险地段的工程结构采取适宜的安全措施。

6.1.3 城市轨道交通地下工程所在的场地（简称场地）类别划分，应以土层等效剪切波速和场地覆盖层厚度为评定指标。

所谓场地类别，即根据建筑场地覆盖层厚度和土层等效剪切波速等因素，按有关规定对建设场地所做的分类。用以反映不同场地条件对基岩地震震动的综合放大效应。

《建筑抗震设计规范》GB 50011 是以土层等效剪切波速和覆盖层厚度作为评定指标的双参数分类方法。这一场地分类方法得到了我国工程界的普遍认同，但在使用过程中也提出了一些问题和意见。主要的意见是此分类方案呈阶梯状跳跃变化，在边界线上不容易掌握，特别是在覆盖层厚度为 80m、土层等效剪切波速为 150m/s 的特定情况下，覆盖层厚度或土层等效剪切波速稍有变化，则场地类别有可能从Ⅳ类突变到Ⅲ类场地，地震作用的取值差异甚大。为了解决场地类别的突变问题，《城市轨道交通结构抗震设计规范》GB50909 第 4.2.6 条规定当有充分依据时可适当调整。具体可采用如下的调整方法：

当有可靠的土层剪切波速和覆盖层厚度值而场地类别处于类别的分界线附近时，允许使用插值方法确定边界线附近（指相差 15% 的范围）的特征周期 T_g 值。

6.1.4 土层剪切波速的测量应符合下列要求：

1 在场地初步勘察阶段，对大面积的同一地质单元，测量土层剪切波速的钻孔数量，应为控制性钻孔数量的 1/3 ~ 1/5。山间河谷地区可适量减少，但钻孔间的最大距离不宜大于 50 米。

2 在场地详细勘察阶段，地铁车站和区间隧道应按《城市轨道交通岩土工程勘察规范》GB 50307 的规定进行勘察，确定土层的剪切波速。

对特殊设防类、重点设防类结构物，工程场地土层剪切波速应由现场实测给出；标准设防类结构物，当无实测剪切波速时，可根据岩土的名称和性状按表 6.1.4 划分岩土的类型，并结合当地的经验，在表 6.1.4 的范围内估计各土层的剪切波速。

表 6.1.4 岩土类型划分和剪切波速范围

| 土的类型 | 岩土名称和性状 | 土层剪切波速范围 (m/s) |
|----------|--|----------------------|
| 岩石 | 坚硬和较坚硬的稳定岩石 | $v_s > 800$ |
| 坚硬土或软质岩石 | 破碎和较破碎的岩石或软和较软的岩石，密实的碎石土 | $800 \geq v_s > 500$ |
| 中硬土 | 中密、稍密的碎石土，密实、中密的砾、粗、中砂， $f_{ak} > 150$ 的粘性土和粉土，坚硬黄土 | $500 \geq v_s > 250$ |
| 中软土 | 稍密的砾、粗、中砂，除松散外的细、粉砂， $f_{ak} \leq 150$ 的粘性土和粉土， $f_{ak} > 130$ 的填土，可塑新黄土 | $250 \geq v_s > 150$ |
| 软弱土 | 淤泥和淤泥质土，松散的砂，新近沉积的粘性土和粉土， $f_{ak} \leq 130$ 的填土，流塑黄土 | $v_s \leq 150$ |

注： f_{ak} 为由载荷试验等方法得到的地基承载力特征值 (kPa)； v_s 为岩土剪切波速。

6.1.5 土层的等效剪切波速应按下列公式计算：

$$v_{se} = d_0 / t \quad (6.1.5-1)$$

$$t = \sum_{i=1}^n (d_i / v_{si}) \quad (6.1.5-2)$$

式中：

- v_{se} —— 土层等效剪切波速 (m/s)；
- d_0 —— 计算深度 (m)，取覆盖层厚度和 20m 二者的较小值；
- t —— 剪切波在地面至计算深度之间的传播时间；
- d_i —— 计算深度范围内第 i 土层的厚度 (m)；
- v_{si} —— 计算深度范围内第 i 土层的剪切波速 (m/s)；
- n —— 计算深度范围内土层的分层数。

6.1.6 场地类别应根据土层等效剪切波速和场地覆盖层厚度按表 6.1.6 划分为四类，其中 I 类分为 I₀、I₁ 两个亚类。当有可靠的剪切波速和覆盖层厚度且其值处于表 6.1.6 所列场地类别的分界线附近时，应允许按插值方法确定地震作用计算所用的特征周期。

表 6.1.6 各类场地的覆盖层厚度 (m)

| 岩石的剪切波速或土层的等效剪切波速 (m/s) | 场 地 类 别 | | | | |
|-------------------------|----------------|----------------|----------|---------|------|
| | I ₀ | I ₁ | II | III | IV |
| $v_s > 800$ | 0 | | | | |
| $800 \geq v_s > 500$ | | 0 | | | |
| $500 \geq v_{se} > 250$ | | < 5 | ≥ 5 | | |
| $250 \geq v_{se} > 150$ | | < 3 | 3 ~ 50 | > 50 | |
| $v_{se} \leq 150$ | | < 3 | 3 ~ 15 | 15 ~ 80 | > 80 |

注：表中 v_s 为岩石的剪切波速。

场地类别确定之后，就可以据此确定场地的设计地震动峰值加速度、设计地震动加速度反应谱特征周期和设计地震动峰值位移等参数，从而确定地震作用。

6.1.7 地下结构的地基设计宜符合以下原则：

- 1 同一地下结构单元不宜设置在性质截然不同的地基上。
- 2 同一地下结构单元不宜部分采用天然地基，部分采用桩基础。
- 3 地基为软弱土、液化土、新近填土或严重不均匀土时，应估计地震时地基不均匀沉降或塌陷的不利影响，并采取相应的措施。

如果需要将同一地下结构单元设置在性质截然不同的地基上,或者部分采用天然地基、部分采用桩基础时,建议设置沉降缝,将地下结构分为不同的结构单元。

对于城市轨道交通工程,一般情况下因地震时地基失效导致的破坏较地震作用下结构的直接破坏少。但是,当地基存在饱和砂土、饱和粉土等易发生地震液化的地层时,需要重视对地基的液化判别和抗液化设计。

6.2 地基液化

6.2.1 地基液化判别应符合下列规定:

1 抗震设防地震动分档为 0.05g 时,对标准设防类城市轨道交通地下结构可不进行场地地震液化判别。

抗震设防地震动分档为 0.05g 时,相当于地震烈度为 6 度。这时,地震动加速度小,烈度低,地基一般不会液化或液化程度很低,对地下结构产生的影响较小。对于标准设防类地下结构,可不进行液化判别和采取抗液化措施。

2 抗震设防地震动分档为 0.05g 时,特殊设防类、重点设防类城市轨道交通地下结构应按抗震设防地震动分档为 0.1g 的要求进行场地地震液化判别和处理。

3 当抗震设防分档为 0.1g 及以上时,重点设防类、标准设防类城市轨道交通地下结构应按本地区的抗震设防地震动分档的要求或采用经主管部门批准的工程场地地震安全性评价的结果进行场地地震液化判别。

4 当抗震设防分档为 0.1g 及以上时,特殊设防类城市轨道交通地下结构应进行专门的场地液化和处理措施研究。

5 对特殊设防类、重点设防类城市轨道交通地下结构,宜对遭遇 E3 地震作用时的场地液化效应进行评价。

特殊设防类、重点设防类城市轨道交通地下结构在遭遇 E3 地震作用时,若场地发生液化,将造成轨道交通地下结构失去稳定或产生较大破坏,导致轨道交通线路瘫痪。因此,宜对 E3 地震作用下地基是否液化进行判别,并对液化引起地基承载力降低和变形对特殊设防类、重点设防类城市轨道交通地下结构产生的影响进行评价。

6.2.2 地基地震液化的判别应先进行宏观的初步判别,当宏观判别认为有液化可能时,再作进一步的判别。进一步液化判别宜用有成熟经验的多种方法,经比较分析后,综合判定液化可能性和液化程度。

6.2.3 当饱和砂土或粉土地基符合下列条件之一时,可初步判别为可不考虑液化影响:

1 地质年代为第四纪晚更新世(Q3)及其以前时,抗震设防分档为 0.1g、0.2g 时可判为不液化。

2 粉土的粘粒(粒径小于 0.005mm 的颗粒)含量百分率,当抗震设防分档为 0.1g、0.2g 和 0.4g 时分别不小于 10、13 和 16 时,可判为不液化土。

注:用于液化判别的粘粒含量系采用六偏磷酸钠作为分散剂测定,采用其他方法时应按有关规定换算。

3 天然地基,当上覆非液化土层厚度和地下水位深度符合下列条件之一时,可不考虑液化影响:

$$d_w > d_u + d_b - 2 \quad (6.2.3-1)$$

$$d_w > d_u + d_b - 3 \quad (6.2.3-2)$$

$$d_w + d_u > 1.5 d_u + 2d_b - 4.5 \quad (6.2.3-3)$$

式中:

d_w ——地下水位深度(m),宜按设计基准期内年平均最高水位采用,也可按近期年内最高水位采用;

d_u ——上覆盖非液化土层厚度(m),计算时宜将淤泥和淤泥质土层扣除;

d_b ——地下结构底板的埋置深度(m);

d_0 ——液化土特征深度(m),可按表 6.2.3 采用。

表 6.2.3 液化土特征深度 (m)

| 饱和土类别 | 抗震设防分档 | | |
|-------|---------------|-------------|------|
| | 0.1 (0.15g) g | 0.2 (0.3) g | 0.4g |
| 粉土 | 6 | 7 | 8 |
| 砂土 | 7 | 8 | 9 |

6.2.4 当地基中的饱和砂土、粉土认为需要进一步判别时,可采用标准贯入试验判别法判别地面以下 20m 土层深度范围内的地震液化。

关于液化判别的深度采用现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 中的规定,即对地面以下 20m 深度范围的饱和砂土、粉土应采用标准贯入试验法判别。

《城市轨道交通结构抗震设计规范》GB50909 提出,对超过 20m 深度土层的深层土液化问题,目前的研究还不够深入,当地下车站结构和区间隧道的底面埋深超过 20m 时,对深层土层的液化问题,有必要进行专门的研究。

以下根据目前的研究成果提供一种思路:

地基土层的应力对其液化影响很大。对于地面结构,其基础构件厚度很大,再加上上部结构传递的荷载,建造完成后地基土层的应力一般会增加。但对于地下结构,结构的重量比挖除的原状土体重量要小很多,这就使地下结构地基土层的应力大幅度减小,地基发生液化的可能性增加。因此,对超过 20m 深度土层的深层土液化判别问题,可考虑建造地下结构挖除土层对地基土层应力的影响,来确定液化判别土层的等效深度。

等效土层深度的计算步骤如下:(1)根据厚度加权平均法,计算地下结构所在土层的平均容重 γ_c ; (2)确定地下结构自重的等效土层厚度 h_c ,即单位宽度地下结构自重除以土层的平均容重 γ_c ; (3)确定需延长的液化判别土层深度,即地下结构的高度 H 减去其等效土层厚度 h_c ; (4)计算地面以下需液化判别的等效土层深度,即为 $(20+H-h_c)$ 。

6.2.5 当饱和土标准贯入锤击数(未经杆长修正)小于或等于液化判别标准贯入锤击数临界值时,应判为可液化土。当有成熟经验时,尚可采用其他液化判别方法。

在地面下 20m 土层深度范围内,液化判别标准贯入锤击数临界值可按式计算:

$$N_{cr} = N_0 \eta_m [\ln(1.5 + 0.6d_s) - 0.10d_w] \sqrt{3/\rho_c} \quad (6.2.5)$$

式中:

- N_{cr} ——液化判别标准贯入锤击数临界值;
- N_0 ——液化判别标准贯入锤击数基准值,应按表 6.2.5-1 采用;
- d_s ——饱和土标准贯入点深度 (m);
- d_w ——地下水位深度 (m);
- ρ_c ——粘粒含量百分率,当小于 3 或者为砂土时,应采用 3;
- η_m ——调整系数,应按表 6.2.5-2 采用。

表 6.2.5-1 液化判别标准贯入锤击数基准值 N_0

| 设计基本地震加速度 (g) | 0.1 | 0.15 | 0.20 | 0.30 | 0.40 |
|----------------|-----|------|------|------|------|
| 液化判别标准贯入锤击数基准值 | 7 | 10 | 12 | 16 | 19 |

表 6.2.5-2 调整系数 η_m

| 反应谱特征周期分区 | 调整系数 η_m |
|-----------|---------------|
| 0.35s 区 | 0.80 |
| 0.40s 区 | 0.95 |
| 0.45s 区 | 1.05 |

6.2.6 依据本指南第 6.2.5 条判定为可液化地基的土层，应根据液化程度对地基的变形模量、基床系数、地基承载力和桩周边土的承载力参数进行修正。

6.2.7 可液化土层的设计参数宜采用该土层在不发生液化时的土层设计参数乘以该土层的液化影响折减系数 c_e 进行修正。土层液化影响折减系数可按表 6.2.7 取值。折减系数为 0 的土层不应计及该土层的抗力作用。

表 6.2.7 土层液化影响折减系数 c_e

| 土层的液化抵抗率 | 计算深度 (m) | 土层液化影响折减系数 c_e |
|----------------------|--------------------|------------------|
| $0.6 \geq F_L$ | $d_s \leq 10$ | 0 |
| | $10 < d_s \leq 20$ | 1/3 |
| $0.8 \geq F_L > 0.6$ | $d_s \leq 10$ | 1/3 |
| | $10 < d_s \leq 20$ | 2/3 |
| $1.0 \geq F_L > 0.8$ | $d_s \leq 10$ | 2/3 |
| | $10 < d_s \leq 20$ | 1 |

6.2.8 当采用标准贯入锤击数表征土的液化抗力时，土层的液化抵抗率可按下式计算：

$$F_L = \frac{N_1}{N_{cr}} \quad (6.2.8)$$

式中：

- F_L —— 土层的液化抵抗率；
- N_1 —— 场地土标准贯入锤击数实测值；
- N_{cr} —— 液化判别标准贯入锤击数临界值。

6.2.9 对存在可液化土层的地基，应探明各可液化土层的深度和厚度，按下式计算每个钻孔的液化指数，并按表 6.2.9 综合划分地基的液化等级：

$$I_{IE} = \sum_{i=1}^n \left(1 - \frac{N_i}{N_{cri}} \right) d_i W_i \quad (6.2.9)$$

式中：

- I_{IE} —— 液化指数；
- n —— 在判别深度范围内每一个钻孔标准贯入试验点的总数；
- N_i 、 N_{cri} —— 分别为 i 点标准贯入锤击数的实测值和临界值，当实测值大于临界值时应取临界值的数值；
- d_i —— i 点所代表的土层厚度 (m)，可采用与该标准贯入试验点相邻的上、下两标准贯入试验点深度差的一半，但上界不高于地下水位深度，下界不深于液化深度；
- W_i —— i 土层单位土层厚度的层位影响权函数值 (单位为 m^{-1})。当该层中点深度不大于 5m 时应采用 10，等于 20m 时应采用零值，5 ~ 20m 时应按线性内插法取值。

表 6.2.9 液化等级

| 液化等级 | 轻微 | 中等 | 严重 |
|------|---------------------|----------------------|---------------|
| 液化指数 | $0 < I_{IE} \leq 6$ | $6 < I_{IE} \leq 18$ | $I_{IE} > 18$ |

6.2.10 不宜将未经处理的可液化土层作为天然地基持力层。当可液化土层比较平坦且均匀时，宜按表 6.2.10 选用地基抗液化措施；根据估计的液化震陷量适当可调整抗液化措施。如存在地震液化引起地基侧向流动的情形，应采取防止土体侧向滑动的措施。

表 6.2.10 抗液化措施

| 抗震设防分类 | 地基的液化等级 | | |
|--------|---------------------|------------------------------|------------------------------|
| | 轻微 | 中等 | 严重 |
| 重点设防类 | 部分消除液化沉陷，并对地下结构进行处理 | 全部消除液化沉陷，或部分消除液化沉陷且对地下结构进行处理 | 全部消除液化沉陷 |
| 标准设防类 | 对地下结构进行处理，亦可不采取措施 | 对地下结构进行处理，或更高要求的措施 | 全部消除液化沉陷，或部分消除液化沉陷且对地下结构进行处理 |

注：特殊设防类地下结构的地基抗液化措施和地下结构处理措施应进行专门研究。

6.2.11 全部消除地基液化沉陷的措施，应符合以下要求：

- 1 采用桩基时，桩端伸入液化深度以下稳定土层中的长度（不包括桩尖部分），应按计算确定。
- 2 区间隧道、地下车站结构以及特殊设防类、重点设防类的其它结构物的深基础，其底面应埋入液化深度以下的稳定土层中，其深度不应小于 0.5m。
- 3 采用振冲、振动加密、挤密碎石桩、强夯等加密法加固时，应处理至液化深度下界，振冲或挤密碎石桩加固后，桩间土的标准贯入锤击数不宜小于本指南第 6.2.5 条中的液化判别标准贯入锤击数临界值。
- 4 用非液化土替换液化土层。
- 5 采用加密法或换土法处理时，在基础边缘以外的处理宽度，应超过基础底面下处理深度的 1/2 且不应小于基础宽度的 1/5。当区间隧道、地下车站结构处于液化土层中并采用加密法或换土法处理时，其处理宽度不宜小于液化土层厚度。
- 6 采用注浆、旋喷或深层搅拌等方法进行基底土加固，处理深度应达到可液化土层的下界。当区间隧道、地下车站结构处于液化土层中并采用注浆法加固时，注浆厚度不宜小于液化土层厚度。

7 将永久性围护结构嵌入非液化土层。

6.2.12 部分消除地基液化沉陷的措施，应符合下列要求：

- 1 处理深度应使处理后的地基液化指数减小，当判别深度大于 15m 时，其值不宜大于 4，当判别深度大于 20m 时，其值不宜大于 5。
- 2 采用振冲或挤密碎石桩加固后，桩间土的标准贯入锤击数不宜小于本指南第 6.2.5 条中的液化判别标准贯入锤击数临界值。
- 3 地下结构边缘以外的处理宽度，应符合本指南第 6.2.9 条 5 中的要求。

6.2.13 减轻液化影响的基础和结构措施，可综合采用下列各项措施：

- 1 选择合适的地下结构埋置深度。
 - 2 调整地下结构平面布置形式，降低其刚度或形状偏心。
 - 3 加强基础的整体性和刚度。
 - 4 减轻荷载，增强结构的整体刚度和均匀对称性，合理设置沉降缝，避免采用对不均匀沉降敏感的结构形式等。
 - 5 在管道穿过建筑处应预留足够尺寸或采用柔性接头等。
- 采用围护结构穿过液化土层，嵌入非液化土层的处理措施，能够将地下结构与液化地层隔离，大幅度降低地层液化对地下结构的影响，是一种经济有效的处理方法。

6.3 地下结构抗震设计地震动参数

6.3.1 抗震设计采用的地震动参数应包括地表和基岩面水平向峰值加速度、竖向峰值加速度、地表峰值位移以及峰值加速度与峰值位移沿深度的变化。

地震动参数是指表征地震引起的地面运动的物理参数。目前，通常以幅值、频率和持续时间三个特

征参数来表达地震动的特点。地震动包括加速度、速度和位移三种形式。在我国，地下结构抗震设计时主要采用加速度和位移幅值地震动参数，即峰值加速度和峰值位移等。

地震动参数可以通过两种方法获得，即场地地震安全性影响评价报告或国家标准《中国地震动参数区划图》。优先推荐第一种方法，如果二者之间存在差异，应按就高原则选取地震动参数。

6.3.2 场地的地表水平向设计地震动参数按应下述方法取值：

1 II类场地设计地震动峰值加速度 a_{maxII} 应按现行国家标准《中国地震动参数区划图》GB18306中规定的地震动峰值加速度分区值和表 6.3.2-1 采用；场地设计地震动加速度反应谱特征周期 T_g 应根据场地类别和现行国家标准《中国地震动参数区划图》GB18306 中地震动反应谱特征周期分区按表 6.3.2-2 采用。

除 II类场地以外的其他类别场地地表水平向设计地震动峰值加速度 a_{max} 应取 II类场地设计地震动峰值加速度 a_{maxII} 乘以场地地震动峰值加速度调整系数 F_a ；场地地震动峰值加速度调整系数 F_a 应根据场地类别和 II类场地设计地震动峰值加速度 a_{maxII} 按表 6.3.2-3 采用。

表 6.3.2-1 II类场地设计地震动峰值加速度 a_{maxII}

| | | | | | | |
|----------------|-------|------|------|------|------|------|
| 地震动峰值加速度分区 (g) | 0.05 | 0.10 | 0.15 | 0.20 | 0.30 | 0.40 |
| E1 地震作用 (g) | 0.03 | 0.05 | 0.08 | 0.10 | 0.15 | 0.20 |
| E2 地震作用 (g) | 0.053 | 0.10 | 0.15 | 0.20 | 0.30 | 0.40 |
| E3 地震作用 (g) | 0.12 | 0.22 | 0.31 | 0.40 | 0.51 | 0.62 |

表 6.3.2-2 加速度反应谱特征周期表 T_g (s)

| 特征周期分区 | 场地类别 | | | | |
|---------|----------------|------|------|------|------|
| | I ₀ | I | II | III | IV |
| 0.35s 区 | 0.20 | 0.25 | 0.35 | 0.45 | 0.65 |
| 0.40s 区 | 0.25 | 0.30 | 0.40 | 0.55 | 0.75 |
| 0.45s 区 | 0.30 | 0.35 | 0.45 | 0.65 | 0.90 |

表 6.3.2-3 场地地震动峰值加速度调整系数 F_a

| 场地类别 | II类场地设计地震动峰值加速度 a_{maxII} (g) | | | | | |
|----------------|---------------------------------|------|------|------|------|--------|
| | ≤ 0.05 | 0.10 | 0.15 | 0.20 | 0.30 | ≥ 0.40 |
| I ₀ | 0.72 | 0.74 | 0.75 | 0.76 | 0.85 | 0.90 |
| I | 0.80 | 0.80 | 0.83 | 0.85 | 0.95 | 1.00 |
| II | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| III | 1.30 | 1.25 | 1.15 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| IV | 1.25 | 1.20 | 1.10 | 1.00 | 0.95 | 0.90 |

注：场地地震动峰值加速度调整系数 F_a 可按表中所给值分段线性插值确定。

2 II类场地设计地震动地表峰值位移 u_{maxII} 应按表 6.3.2-4 取值，其他类别工程场地地表设计地震动峰值位移 u_{max} 应取 II类场地设计地震动地表峰值位移 u_{maxII} 乘以场地地震动峰值位移调整系数 F_u ；场地地震动峰值位移调整系数 F_u 应根据场地类别和 II类场地设计地震动峰值位移 u_{maxII} 按表 6.3.2-5 采用。

另外，也可根据动力时程分析或者一维土层地震反应分析法获得。

表 6.3.2-4 II 类场地设计地震动地表峰值位移 $u_{\max II}$ (m)

| | | | | | | |
|----------------|------|------|------|------|------|------|
| 地震动峰值加速度分区 (g) | 0.05 | 0.10 | 0.15 | 0.20 | 0.30 | 0.40 |
| E1 地震作用 (g) | 0.02 | 0.04 | 0.05 | 0.07 | 0.10 | 0.14 |
| E2 地震作用 (g) | 0.03 | 0.07 | 0.10 | 0.13 | 0.20 | 0.27 |
| E2 地震作用 (g) | 0.08 | 0.15 | 0.21 | 0.27 | 0.35 | 0.41 |

表 6.3.2-5 场地地震动峰值位移调整系数 Γ_u

| 场地类别 | II 类场地设计地震动地表峰值位移 $u_{\max II}$ (m) | | | | | |
|----------------|-------------------------------------|------|------|------|------|-------------|
| | ≤ 0.03 | 0.07 | 0.10 | 0.13 | 0.20 | ≥ 0.27 |
| I ₀ | 0.75 | 0.75 | 0.80 | 0.85 | 0.90 | 1.00 |
| I | 0.75 | 0.75 | 0.80 | 0.85 | 0.90 | 1.00 |
| II | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| III | 1.20 | 1.20 | 1.25 | 1.40 | 1.40 | 1.40 |
| IV | 1.45 | 1.50 | 1.55 | 1.70 | 1.70 | 1.70 |

注：场地地震动峰值位移调整系数 Γ_u 可按表中所给值分段线性插值确定。

6.3.3 场地的地表竖向地震动参数应按下述方法取值：

1 场地地表竖向设计地震动峰值加速度不应小于水平向峰值加速度的 0.65 倍。竖向地震动峰值加速度与水平向峰值加速度的比值可按表 6.3.3 确定。在近活动断裂附近，竖向地表峰值加速度宜采用水平向峰值加速度值。

2 当竖向设计地震动参数采用主管部门批准的工程场地地震安全性评价或专门研究的结果确定时，应不低于本条的规定。

表 6.3.3 竖向设计地震动峰值加速度与水平向峰值加速度比值 K_v

| | | | | | | |
|--------------|------|------|------|------|------|------|
| 水平向峰值加速度 (g) | 0.05 | 0.10 | 0.15 | 0.20 | 0.30 | 0.4 |
| K_v (g) | 0.65 | 0.70 | 0.70 | 0.75 | 0.85 | 1.00 |

6.4 动力时程分析用地震波及参数

6.4.1 采用时程分析法进行城市地下轨道交通工程结构的地震反应分析时，应选用工程场地的人工合成波（以下简称规范波）和不少于两组的相似工程场地条件的实测记录的地震波（简称场地波），或者选用三组场地波时程曲线。

目前，最广泛应用的场地波选择方法是在设定地震学参数或地震动参数满足要求的情况下，选择一组具有一定样本容量的记录使这组记录的均值谱可以与设定的目标谱（如建筑结构抗震规范给定的设计谱）相接近。较常用的方法是选择记录的反应谱值与目标谱值之间总方差最小的几条记录，保证选择的一组记录均值谱可以与目标谱相吻合。但是随着样本数量的增加，可能会导致某些周期点的误差较大，无法在控制周期范围内各个周期点都能较好地控制误差。另一种方法是采用优化算法选择一组记录使均值谱与目标谱之间总方差较小。后一种方法相对于前一种方法可以更好地控制均值谱与目标谱之间的误差。

6.4.2 场地波的选择宜分为下列 3 个步骤：

1 根据记录的地震学参数，如场地条件、震级和震中距等选择与设定地震和设计场地特征相近的记录。

- 2 根据地震动参数，如强震持时、峰值加速度和卓越周期等，选择与设定的参数相近的记录；
- 3 从上述两步筛选出的记录中选择一组记录，使记录的平均反应谱与目标反应谱在某个或某几个周期段相吻合。

如果涉及到的轨道交通结构临近发震断裂，则应考虑近场地震的作用效果，考虑竖向地震动的影响，选择地震波时应考虑有近场地震的记录。

7 地下结构抗震设计

7.1 地下车站结构抗震设计

7.1.1 地下车站结构抗震计算时应充分考虑采用不同施工方法建造的地下车站的结构形式和抗震性能的差别。

轨道交通地下车站结构施工方法的选择与城市地面交通及周边环境状况、地质条件、埋置深度、工程造价及进度要求等因素有关。常用施工方法一般有明（盖）挖顺筑法、盖挖逆法、浅埋暗挖法等。其中浅埋暗挖法又包括 CRD 法、洞桩（柱）逆作法和一次扣拱法等。

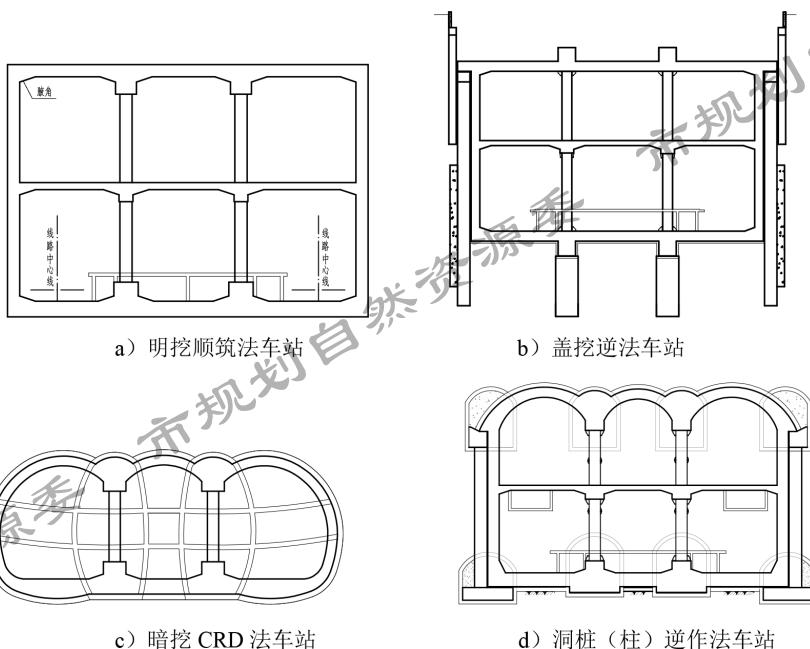


图 7.1.1 典型工法车站断面图

7.1.2 明（盖）挖法地下车站结构的抗震性能特点包括：

1 明（盖）挖法地铁车站一般埋深较浅，地质条件较差，回填土不密实，地震波引起的地层变形也较大，容易遭受震害。

2 明（盖）挖法地铁车站的视容重与土层的相对容重不超过 0.5。因此，地震时产生的惯性力较小，再加上结构受周边地层的约束作用，所以惯性力对结构内力的影响很小。

3 明（盖）挖法地铁车站一般为箱形框架结构，结构横断面方向的抗震性能与框架结构类似，结构纵断面方向的抗震性能与框架-剪力墙结构类似。

4 车站结构的等效剪切刚度远小于地层刚度，也小于出入口隧道等小断面隧道的刚度，且断面越大则等效刚度越小。

5 地震产生较大横向变形时，容易形成震害。绝大部分车站通过内部排柱形成大跨度轴网，梁柱节点处无法形成“强柱弱梁、强剪弱弯”的延性结构。

6 中柱结构一般为钢筋混凝土结构，中柱轴力大，延性差，是结构抗震的重点和薄弱环节。

7 基坑围护结构的刚度及强度一般均较大，对结构的抗震性能有一定的正面作用。

8 当采用放坡开挖时，若基坑回填不密实，对结构的抗震性能非常不利。

明挖地铁车站为大断面地下构筑物，一般为双层或多层、双跨或多跨箱形框架结构，如图 7.1.1 所示。其主体结构受力体系由侧墙、立柱、纵梁和楼板等构件组成。为增加楼板刚度并改善楼板的受力条件，在楼板与纵梁、楼板与侧墙交界处设置受力斜托；为抵抗较大的水土压力荷载以及人防荷载等，车站的梁、板结构均较厚重；为满足使用功能要求，车站内部又很少设承重墙，特别是沿车站横截面方向，除端墙外几乎没有横墙。

从地下结构震害案例分析可知，明挖地铁车站较其它形式的车站及区间隧道震害数量多且震害规模大，是地下结构抗震设计的重点。

7.1.3 与明（盖）挖法地下结构相比，浅埋暗挖 CRD 法地下车站结构的抗震性能特点包括：

1 地下结构的埋置深度较大，地层条件一般比较好，原状土地层刚度大，衬砌背后注浆填充空隙，地震时结构与地层相互作用充分，对地下结构的抗震性能非常有利。

2 CRD 法地下结构一般采用复合式衬砌结构，结构断面一般为拱形或马蹄形，结构承载能力高。

7.1.4 与明（盖）挖法地下结构相比，洞桩（柱）逆作法地下车站结构的抗震性能特点包括：

1 车站埋置深度较大，原状土地层刚度大，结构与周围地层结合紧密。

2 车站中柱一般为钢管混凝土柱，中柱的承载能力和延性性能好。

3 由于车站结构施工步序复杂，施工缝较多，对结构整体性有一定影响。

4 顶拱冠梁处承受水平荷载较大。由于地震作用主要为水平向，维持顶拱平衡需要较大的水平推力。

5 顶拱在地震作用时内力较大，弯矩方向可能改变。

洞桩（柱）逆作法亦称“PBA”工法，是浅埋暗挖法的一种，近年来被大量应用于地下暗挖车站建设。洞桩（柱）逆作法地下车站结构由边桩、中桩（柱）、顶梁、底梁、顶拱共同组成初期受力体系，承受施工过程荷载；在顶盖的保护下逐层向下开挖土体，施作二次衬砌，最终形成由初期支护+二次衬砌组合而成的复合衬砌永久承载体系，其结构形式多为直墙多层多跨拱形结构，其顶板一般为曲线形衬砌，侧墙为直墙形式，底板为平底或仰拱，如图 7.1.1 d) 所示。

7.1.5 地下车站抗震设计应符合下列规定：

1 结构体系及结构构件应具备良好的延性和变形能力。

2 地下单体结构应具有良好的整体性，结构布置宜力求简单、规则、对称、平顺，结构质量及刚度宜均匀分布，避免抗侧力结构的侧向刚度和承载力突变。

3 平面不规则的地下结构，应结合车站功能要求合理设置结构变形缝，形成较规则的结构单元。

4 地下车站结构下层的竖向承载结构刚度不宜低于上层。

5 对重要的结构节点及可能出现的薄弱部位应采取针对性措施提高其抗震能力。

6 当地下结构所处土层中含有可液化土层时，应分析液化土层对结构受力和稳定产生的影响，设计时应考虑液化和不液化两种条件下的不利工况。

7.1.6 地下车站结构设计地震反应计算应符合下列规定：

1 地下车站结构应进行 E2 地震作用下的弹性内力和变形分析。结构形式不规则且具有明显薄弱部位可能导致地震时严重破坏的地下车站结构应按有关规定进行 E3 地震作用下的弹塑性变形分析。

2 地铁车站结构设计地震反应的计算方法应根据本指南第 5 章的规定确定，对于 E1、E2 地震动，可采用静力法、反应位移法或动力时程分析法等方法计算车站结构的地震反应；对于 E3 地震动，宜采用动力时程分析法计算。

3 地下车站结构的抗震计算模型应反映结构的实际受力状况以及结构与周边地层的动力相互作用；

4 沿纵向结构形式连续、规则、横向断面构造不变的地下车站结构，可只沿横向计算水平地震作用并进行抗震验算，抗震分析时可近似按平面应变问题处理。

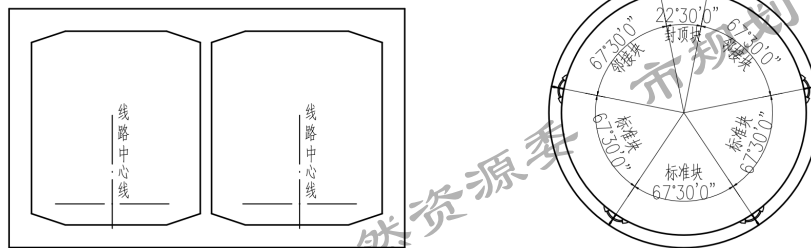
5 遇有下述情况时，尚应建立三维模型进行动力时程分析：

- (1) 地质条件沿地下结构纵向变化较大，软硬不均。
 - (2) 车站结构纵向的断面变化较大或在横向有结构连接。
 - (3) 当车站结构上部有建筑物或构筑物、车站结构形式多变、基础类型不同时，应进行整体抗震计算，并考虑纵向不均匀变形引起的结构附加应力。
 - (4) 洞桩（柱）逆作法车站采用反应位移法进行抗震设计时，由于顶板为拱形，施加地震荷载施加时，应将地层变形与剪力在结构的曲线形衬砌上各个点的位置处按照法线方向和切线方向进行分解。
- 6 抗震设防地震动分档为 0.2(0.3)g 及以上的形状不规则的地下车站、枢纽站、采用多层框架结构的地下换乘站、大跨度车站等宜计入地震动竖向分量。

7.2 区间隧道抗震设计

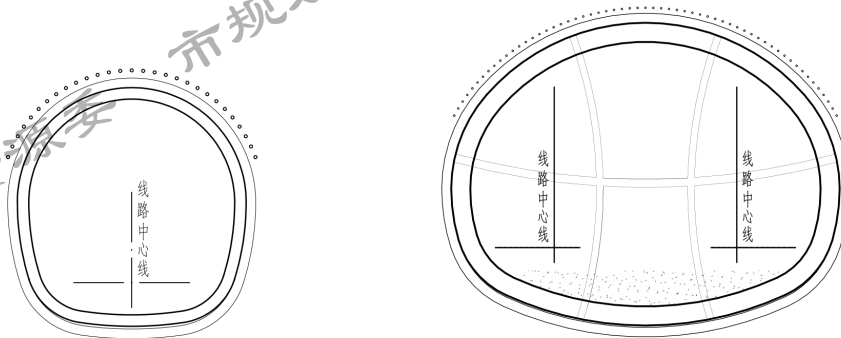
7.2.1 区间隧道的结构抗震计算时应充分考虑采用不同施工方法建造的区间隧道的结构形式和抗震性能的差别。

区间隧道的施工方法有明挖法、浅埋暗挖法和盾构法。



a) 明挖法区间隧道

b) 盾构法区间隧道



c) 浅埋暗挖法单线区间隧道

d) 浅埋暗挖法双线区间隧道

图 7.2.1 典型工法区间隧道断面图

7.2.2 盾构法区间隧道的抗震性能特点包括：

- 1 隧道施工对原状地层的扰动小，地震时结构与地层共同作用好。
- 2 隧道衬砌为预制管片衬砌，隧道适应地层变形的能力强，延性好。
- 3 隧道断面单一，刚度均匀，是结构抗震设计的理想结构形式，遭受震害的可能性较小。

不同施工工法地下结构的地质反应及抗震性能也不同。明挖法、浅埋暗挖法区间隧道的横向抗震性能与相同工法车站结构相似，可按本指南第 7.1 节的规定进行抗震设计。隧道的纵向抗震性能与相同工法车站结构有较大不同，隧道为线长形结构，沿纵向不同里程的地震反应存在相位差别，纵向地震反应往往是抗震设计的控制因素。

7.2.3 区间隧道地震反应计算应符合下列规定：

- 1 隧道结构的地震反应应根据设防要求、场地条件、结构类型和埋深等因素按本指南第 5 章和本节的内容进行计算。

2 盾构隧道的抗震计算应包括横向和纵向抗震计算。盾构隧道与横通道、工作井、通风井等连接部位及地质条件剧烈变化段需精细化设计时，宜进行三维抗震计算。

3 地质条件及结构形式简单的隧道结构横向抗震计算可采用反应位移法或反应加速度法。

4 周围土层均匀、断面形状标准、规则且无突变的隧道结构纵向抗震计算宜采用反应位移法。

5 在地质条件、结构形式复杂或隧道线路存在小半径曲线的情况下，隧道结构宜考虑地基和结构的相互作用以及地基和结构的非线性动力特性，应采用时程分析法进行抗震计算。

6 盾构隧道与横通道、工作井、通风井等结构连接部位应采用时程分析法进行抗震计算。

7 盾构隧道断面抗震计算可采用考虑管片接头对整环管片刚度折减的等刚度圆环模型或采用管片接头与管片共同作用的梁-弹簧模型；盾构隧道纵向抗震计算可采用计及环间接头对结构刚度折减的等刚度梁模型或将环间接头模拟为弹簧的梁-弹簧模型。

7.3 复杂地质条件的地下结构抗震设计对策与分析

7.3.1 复杂地质条件包括不稳定地层、活动断层、土层刚度突变等。

在密集的建成区，轨道交通按地质、地震条件等选线非常困难，更多的情况下地铁线路走向基本是由交通功能要求决定，所以轨道交通结构穿越软弱地层、不良地质地段以及临近活动断裂带等情况不可避免。

在地震作用下，软弱地层和不良地质地段会产生较大的地层位移，导致场地与建（构）筑物发生破坏（如图 7.3.1 所示），地下结构也会承受较大的地层位移。特别是在软弱地层和不良地质地段范围的边缘处，由于地层的相对位移较大，区间隧道结构会产生破坏。因此，可根据软弱土层或不良地质的类型、分布特征等，进行专门地下结构抗震分析，进而采取合适的处置方法。

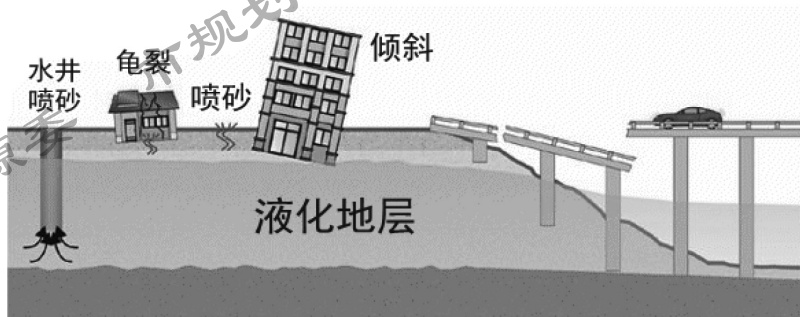


图 7.3.1 液化土层地段造成的建筑物破坏

7.3.2 不稳定地层主要包括易产生侧向滑移或可液化的地层。当地下结构穿越该类型土层时，应当进行抗震专项设计，主要包括以下方面：地层液化程度的判别；液化作用分析；地下结构概念设计；液化作用与抗浮设计；拟采用的液化处理措施。

不稳定地层主要包括易产生侧向滑移或可液化的地层，在地震作用下地层承载能力损失较大或产生较大的地层变形。一般，隧道支护结构没有足够的强度来抵抗不稳定土层产生的大变形与荷载，给地下结构带来严重破坏。这是地下结构抗震设计的重点之一，应做抗震专项设计。

区间隧道横穿河流及古河道，当地层倾斜角度变化较大时，如果地层软弱或有液化倾向，则在地震作用下有可能产生侧向移动，美国阿拉斯加大地震产生的大量破坏就是这种地震作用引起的，会对地下结构产生整体稳定性影响，值得重视。设计中，应从线路上考虑穿越河道地层的特点，评价侧向移动的可能性。

可液化地层对于地面建筑影响分析和技术措施比较明晰，但对地下结构的影响目前研究尚不充分，但有一点是可以肯定的，即其破坏作用应更严重。因此应充分重视，分析液化作用效应，采取必要的应对措施。

建议的抗震设计要点：

1. 地层液化程度判别

现有的液化判别标准大都是根据《建筑抗震设计规范》GB50011 和《铁路工程抗震设计规范》GB50111，基于临界标准贯入击数法。但对液化判别的方法、表达式、同一因素的处理方式及判别出的液化程度、液化等级不同，因而所采取的抗液化措施也不相同。临界标准贯入击数法与基于 Seed 简化方法修正的美国 NCEER 法有差别，但可以进行修正，适应地下结构的液化分析。

地层液化是超孔隙水压力接近土层有效应力的结果。一般的建筑结构在地基土上是加载作用，但对地下结构而言，由于地下结构的质量小于挖除同体积的土体质量数倍，液化层的有效应力明显减小，同等情况下更易液化，液化程度也被低估，相应的地下结构的液化风险被弱化，不利于结构的安全。

建议应该按有效应力方法结合标准贯入法综合判断地层的液化性，具体方法可参照本指南第 6.2.4 条的规定。

2. 液化作用分析

对于地下结构的液化分析，应结合地层、地下结构特点，合理选择液化分析模型，针对性的进行时程分析，重点理解液化的作用效应。对于液化严重、重要程度高的结构建议开展振动台试验。

3. 概念设计

在选线和结构设计时，合理调整线位，避免液化层位于结构底板是可行的选择。太原地铁设计时考虑了这样的理念，是现实有效的。

与围护结构型式结合，隔断液化地层。在需要控水的明挖车站，用地下连续墙代替围护桩。一般的连续墙控制地下水也要深入到液化地层以下，控水与抗液化结合可以取得良好的效果。

4. 液化作用与抗浮设计

通过地下结构的振动台试验，初步发现地震液化的最直接作用是孔隙水压力的急骤升高，加大了结构的上浮作用，因此抗浮设计应该考虑液化导致的孔压升高的影响。

5. 液化处理措施的考虑

通过场地的液化评价、结构影响分析，可以根据地震液化对地下结构的作用效应，结合施工工艺及液化地层与结构的位置关系，采取经济、合理的处置措施，包括：

- (1) 地层处理，包括压实、排水、加固、注浆和建围蔽结构物等；
- (2) 不稳定土层的挖除和换填；
- (3) 优化选线，在水平向避开不稳定土层；
- (4) 增加埋深，在竖向上避开不稳定土层。

具体见 10.1 节。

7.3.3 当城市地下轨道交通结构与活动断裂距离较近或者穿越活动断裂时，应进行专项研究，其内容主要包括：详细地质勘查、危险性评价、地下结构适应性分析和概念设计。

隧道抗震概念设计之一是使设计的隧道能吸收地震能量和断裂的位错。在近断裂处，地震加速度大，具有脉冲效应，与中远场地震带不同。因此，如果城市地下轨道交通结构与活动断裂距离较近或者穿越活动断裂时，应进行专项研究。

1. 通过详实的地质勘查和调查，查明活动断裂的性质、活动性、范围及成因等，为专项设计提供基础资料。

2. 通过地震危险性评价，估算活动断裂的位移值，给出近场地震动特性和参数。

3. 抗震分析

穿越活动断裂带的抗震分析只能用时程分析方法和物理模拟试验。

时程分析应该考虑近场地震动特性，选择地震动输入要考虑近场效应和竖向地震动作用。在穿越活动断裂带部分的模型应考虑断层错动效果。

穿越活动性强的发震断裂时，可进行专门的物理模拟试验，应同时能够模拟地层位错和地震动效果。

4. 概念设计

(1) 车站结构禁止通过活动断裂带。

(2) 可通过路基型式穿过活动断裂，这样震后易于修复，造价低。

(3) 区间隧道穿越活动断裂时，尽量选择矿山法施工，适当加大隧道断面，为线路承受断层位移提供足够的净空；衬砌背后填充可压缩的材料。填充材料应能承受静荷载，且承受断层位移时能被压碎，达到吸能、减压的效果。

(4) 当不具备矿山法施工条件时，如需要盾构隧道穿越活动断裂时，应扩大隧道断面，加强管片之间的连接和防水，做好注浆，保证管片与土体间充填密实，并采取可靠的构造措施。

(5) 保证线路平顺，隧道尽量以最短的距离穿越活动断裂带，同时应避免隧道转弯段穿越活动断裂带。

7.3.4 在地层刚度突变处修建地下结构时，应在考虑土—结构相互作用效应下，按自由场反应分析评估其差异位移。如果沿纵向地层也有较大的刚度变化，则应进行三维时程分析。

地层刚度突变多发生在地层单元变化段，如岩、土界面等，在隧道横跨两个刚度有巨大差异的土层或隧道位移被局部约束的地方（即周围有孤石、局部硬土层等）。在这些情况下，地下结构一般要承受较大的差异沉降或位移，因此，在考虑土—结构相互作用效应下，应按自由场反应分析评估其差异位移。

在北京的山前地区，基岩埋深较浅，再加上岩层倾斜，使地下结构下部埋入岩层但上部在土层中。同时，在北京西、北部地区存在的卵石地层也有其特殊性，下卧卵石、砾石及漂石地层的刚度比上覆的粘土、粉土地层有数量级上的差别，其地震响应与处于东南部地区的地层浑然不同，在地层界面处产生突变，对地震作用有放大作用，无法用一般的反应位移法分析结构的地震响应。

如果沿结构的纵向地层变化不大，则还可以按横截面进行二维时程分析，获得结构的地震响应；如果沿纵向地层也有较大的刚度变化，平面分析已无法满足地下结构抗震设计要求，需进行三维时程分析。

具体见第 10.3 节。

7.4 复杂形式的地下结构抗震设计对策和时程分析

7.4.1 复杂形式的地下结构主要有以下情况：

- 1 存在断面形状剧烈变化的地下结构；
- 2 新型的、非常规断面的地下结构；
- 3 交叉穿越的地下结构；
- 4 与其它设施共建的地下结构；
- 5 邻近超高层建筑的地下结构；
- 6 其它复杂形式的地下结构。

在北京，随着轨道交通设施的功能增多，路网变密，地下结构也变得越来越复杂。典型的复杂形式地下结构主要有以下三种：

1. 共建地下结构。目前，北京地铁地下结构往往与地下商业街、停车场、地下广场和地下管廊等结合在一起，成为城市的交通枢纽、商业或文化中心的组成部分，出现了一批体形复杂、多功能、超大型、浅覆土的地下车站。如图 7.4.1-1 所示的地铁 6 号线通运门站。

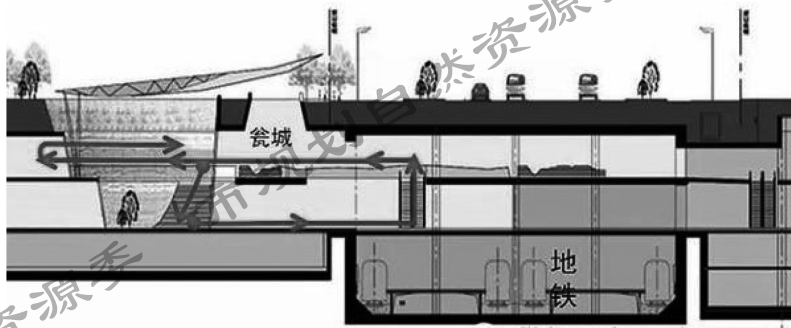


图 7.4.1-1 通运门站

2. 交叉穿越地下结构。北京运营、在建及规划的地铁线网中，与既有建、构筑物或不同线路的轨道交通地下结构处于近接状态的比比皆是。如图 7.4.1-2 所示的地铁 10 号线公主坟站和图 7.4.1-3 所示的磁器口站。

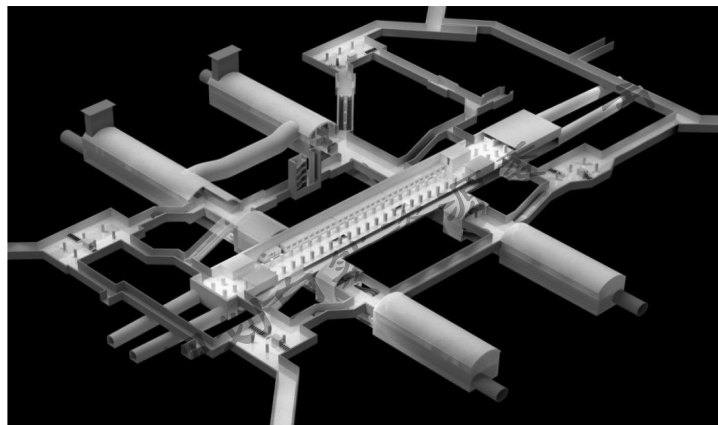


图 7.4.1-2 公主坟站

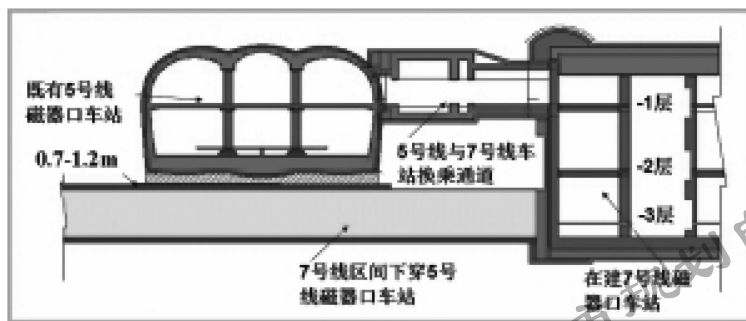


图 7.4.1-3 磁器口站

3. 邻近超高层建筑的地下结构。在主城区，地下轨道交通工程也经常邻近超高层建筑等修筑。地下结构的存在改变了邻近建筑物的地基条件和地震波的传播路径，进而影响邻近地表建（构）筑物的地震响应。同时，该地下结构自身的地震响应特性也发生变化。

7.4.2 复杂形式的地下结构抗震设计应遵守以概念设计为主的原则。

7.4.3 复杂形式的地下结构的地震反应必须采用三维时程分析法计算，并宜采用弹性模型进行设防地震（E2）作用下的抗震分析，采用弹塑性本构模型进行大震（即 E3 地震）作用下的抗震分析。

复杂形式地下结构之间的空间关系很复杂，地震作用下的相互影响不容忽视。地下结构的地震反应及各部分结构之间的相互作用必须采用三维时程分析，无法使用反应位移法等近似方法进行分析。

在进行时程分析时，应尽量简化模型，抓住主要因素，把握地下结构的整体地震反应规律。计算模

型建立时，尽量坚持“能分则分、能局部不整体、抓住关键问题”的原则。目前，虽然计算软件的前处理越来越强大，甚至可以将结构的每个细节表征于模型中。但是，对很多因素还不能很好的描述，比如土—结构的相互作用、动力分析的边界条件处理、土的弹塑性本构关系等等。而且，模型越复杂，分析时越难把握其主要规律。

7.4.4 在合（共）建地下结构中，应将轨道交通地下结构与其它部分分割开来，减弱相互连接，尽量使各部分可单独承载。

由于合（共）建地下结构之间的地震响应差异较大，相互作用显著，存在叠加效应。因此，在设计时，可采取如下措施：

1. 采用变形缝等进行分割；
2. 使用过渡结构连接各部分，比如通道等，既能起到分割作用，又能使其有机地连成整体。

7.4.5 对于交叉穿越地下结构的抗震设计，应坚持以下原则：

1 尽量避免车站—车站的穿越工程。目前，对地下密贴结构在地震中的相互作用了解的很少，对其在地震中的反应难以评估。如果无法避免，应进行相关的专题研究。

2 对隧道—车站的穿越工程，应尽量正交或大角度穿越；穿越位置应选择地质条件好的地层；尽量避免车站变形缝。

3 叠落隧道应尽量增大间距。

4 对于相互穿越的地下结构，应分别进行两个正交的水平方向地震输入计算，考察其影响。

7.4.6 对于邻近超高层建筑的地下结构，应坚持以下原则：

1 车站与超高层建筑的近接工程，应进行专题研究。大型地下空间的近接工程的设计和施工都非常困难。一旦发生地震破坏，极难修复，造成的损失巨大。

2 应分别建立地下结构数值模型及地下结构与超高层建筑相互作用的三维数值模型，进行计算结果的对比分析，甄别相互作用和影响；

3 为保证邻近超高层建筑及新建地下结构的地震安全，应验算新建地下结构的内力、变形及刚度突变处的抗震性能，以及新建地下结构对邻近超高层建筑的内力、变形及差异沉降等方面的影响；

4 在进行时程分析时，宜考虑三向地震作用。

8 地下结构抗震性能验算

8.1 地下结构抗震性能验算内容

8.1.1 抗震设防地震动分档为 0.10(0.15)g 及以上的隧道与地下车站结构，应进行结构抗震性能的验算。

8.1.2 城市轨道交通结构应区分地下车站结构和区间隧道结构等不同结构形式，进行抗震性能验算。

8.1.3 抗震验算分为截面验算和变形验算。

8.1.4 抗震性能要求为 I 时，应按《建筑抗震设计规范》GB50011 进行结构构件的截面抗震验算和抗震变形的验算。对于乙类结构，抗震性能要求为 II 时，应进行结构整体变形能力的验算。

根据本规范所提出的各种抗震设防水准下的设防性能目标，隧道与地下车站结构采用两阶段设计方法实现。即：在 E2 地震作用下，隧道与地下车站主体结构达到性能要求 I；在 E3 地震作用下，甲类地下车站的主体结构达到性能要求 I，乙类隧道与地下车站主体结构满足性能要求 II。

限于当前地下结构抗震性能研究水平及其有限的研究成果，目前地下车站结构的抗震验算仍主要参照地面建筑的抗震验算内容。根据各国规范的规定、震害经验和试验研究结果及工程实例分析，比照地面建筑结构抗震规范，当前采用层间位移角作为衡量结构变形能力从而判别是否满足建筑功能要求的指标是合理可行的。考虑到地下车站结构修复难度较大，尚应进行 E3 地震作用下的抗震变形验算。

结构性能要求 I 须保证构件在地震中保持线弹性工作状态，构件内力、应力等不超过以强度表征的承载能力。地震反应内力应与常载设计的内力组合后进行强度验算和弹性变形验算。相关验算方法在现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011-2010 中已作规定。

结构性能要求 II 条件下，为保证设计的安全性和经济型，结合城市轨道交通结构特点，应按照《城市轨道交通结构抗震设计规范》GB50909-2014 和本指南中的分析、验算方法，对结构和构件进行弹塑性变形验算，以确保延性构件具备足够的变形能力。

8.2 设计地震作用时地下结构抗震验算

8.2.1 地下结构抗震验算应采用地震作用效应和其他荷载效应的基本组合，并按式 (8.2.1) 计算：

$$S = \gamma_G S_{GE} + \gamma_{Eh} S_{Ehk} + \gamma_{Ev} S_{Evk} \quad (8.2.1)$$

式中：

S ——结构构件内力组合的设计值，包括组合弯矩、轴向力和剪力的设计值；

γ_{Eh} ——水平地震作用分项系数，按表 8.2.1 采用；

γ_{Ev} ——竖向地震作用分项系数，按表 8.2.1 采用；

S_{GE} ——重力荷载代表值的效应，应取结构构件自重标准值和可变荷载组合值之和，可变荷载组合值系数取 0.5；

S_{Ehk} ——水平地震作用标准值的效应，尚应乘以相应的增大系数或调整系数；

S_{Evk} ——竖向地震作用标准值的效应，尚应乘以相应的增大系数或调整系数。

表 8.2.1 地震作用分项系数

| 地震作用 | γ_{Eh} | γ_{Ev} |
|-----------------------|---------------|---------------|
| 仅计算水平地震作用 | 1.3 | 0 |
| 仅计算竖向地震作用 | 0.0 | 1.3 |
| 同时计算水平与竖向地震作用 | 1.3 | 0.5 |
| 同时计算水平与竖向地震作用（竖向地震为主） | 0.5 | 1.3 |

8.2.2 地下结构抗震截面验算应符合下式要求：

$$S \leq R / \gamma_{RE} \quad (8.2.2)$$

式中：

γ_{RE} ——承载力抗震调整系数，除另有规定外，应按表 8.2.2 采用；

R ——结构构件承载力设计值。

表 8.2.2 承载力抗震调整系数

| 混凝土结构构件 | 受力状态 | |
|-------------|------|------|
| 框架梁、纵梁体系结构板 | 受弯 | 0.75 |
| 框架柱 | 偏压 | 0.80 |
| 实体墙 | 偏压 | 0.85 |

8.2.3 地下结构抗震变形验算应采用地震作用效应和其他荷载效应的标准组合。

8.2.4 对地下结构进行 E2 地震作用下的抗震变形验算时，结构最大的弹性层间位移应符合下式要求：

$$\Delta u_e \leq [\theta_e] h \quad (8.2.4)$$

式中：

Δu_e ——E2 地震作用标准值产生的地下结构最大的弹性层间位移，钢筋混凝土结构构件的截面刚度可采用弹性刚度；

$[\theta_e]$ ——弹性层间位移角限值，宜取 1/550；

h ——结构层高。

8.3 罕遇地震作用时地下结构抗震验算

8.3.1 对于复杂地下结构和临近重要建筑物的地下车站结构，应采用动力时程分析法进行抗震性能验算；其它情况下，可使用静力弹塑性分析（push-over 法）进行罕遇地震下的抗震性能验算。

静力弹塑性分析 (Push-over) 方法最早由 Freeman 等在 1975 年提出的，但未引起重视。九十年代初美国科学家和工程师提出了基于性能及基于位移的设计方法，引起了日本和欧洲同行的极大兴趣，Pushover 方法才随之引起重视。

Push-over 方法作为结构非线性反应的简化计算方法，已在实际工程得到应用。《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010) 5.1.2 条规定：计算罕遇地震下结构的变形，应按“5.5 节 抗震变形验算”规定，采用简化的弹塑性分析方法或弹塑性时程分析法。

在借鉴地上结构静力弹塑性分析方法思想的基础上，清华大学刘晶波提出了一种适用范围广且无须计算相互作用系数的地下结构静力弹塑性分析方法，其特点：(1) 概念清晰，可以反映土—结构间的相互作用，又无须计算相互作用系数。(2) 水平等效惯性加速度求解方法简单，且易于在土—结构模型中施加。(3) 能够进行给定地震波作用下土—结构模型反应的全过程分析，直接得到结构的地震反应，无须计算能力谱和需求谱，并且具有良好的精度。(4) 可考虑强地震作用下土体与结构非线性的影响，实现了罕遇地震作用时的弹塑性分析。(5) 仅需进行一维土层自由场动力分析，避免了对土—结构整体模

型进行复杂的动力相互作用分析，从而避免了二维或三维有限元计算模型中，地震动输入、人工边界的设置以及土动力非线性参数等方面的问题，大大降低了问题分析的复杂性。

8.3.2 采用考虑自重作用的静力弹塑性分析（push-over 法）对罕遇地震作用下的地下结构进行抗震性能验算时，其计算模型如图 8.3.2 所示。

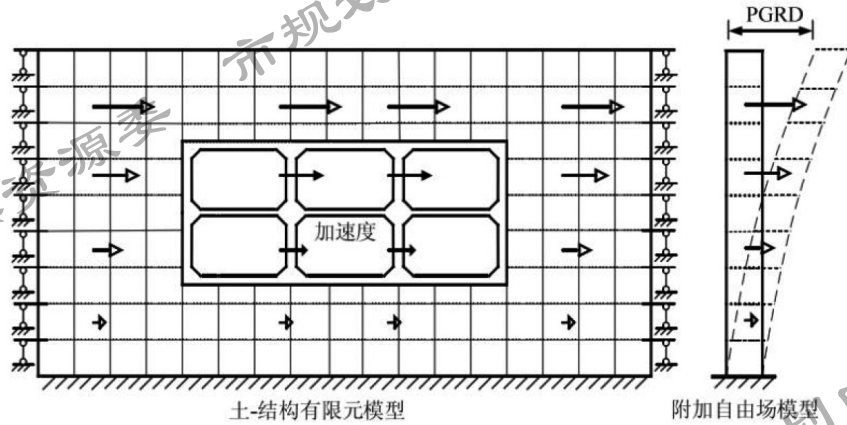


图 8.3.2 考虑自重作用的地下结构静力弹塑性分析计算模型

考虑自重作用的地下结构静力弹塑性分析的步骤如下：

(1) 求解目标位移。对自由场模型进行输入地震波作用下的一维土层地震反应分析，获得目标位移。自由场反应中地面与基岩间的峰值相对位移称为地面峰值相对位移：选定 N 条具有相同峰值加速度的地震波，采用一维土层地震反应分析方法计算自由场在每条地震波作用下的地震反应，求得 N 个地面峰值相对位移值，由此可以得到地面峰值相对位移的期望值或有一定保证率的设计用峰值，从而可以将设计地震动加速度与地面峰值相对位移联系起来。这一地面峰值相对位移作为分析的目标位移。

(2) 确定分析模型的边界条件。建立柱状土自由场模型，底面采用固定边界，侧面节点固定水平向位移，计算在自重作用下的反应，取自由场模型侧面节点竖向位移与水平支座反力，作为土-结构分析模型的边界条件。

(3) 建立土-结构分析模型。建立带有附加自由场（柱状土）的土-结构相互作用分析模型，模型的底面采用固定边界；侧边界采用混合边界条件，即侧边界的竖向采用给定位移边界条件，而水平向采用力的边界条件，具体做法是将第(2)步中求得的竖向位移与水平支座反力分别施加于附加自由场模型与土-结构模型的相应侧面节点上。

(4) 求解自重作用下的反应。采用静力分析方法计算附加自由场模型与土-结构模型在自重作用下的静力反应。

(5) Push-over 分析。在完成自重作用反应计算的基础上，附加自由场与土-结构模型中的土体单元和结构单元按照所在位置施加倒三角形水平惯性加速度，按比例进行单调递增加载，直至附加自由场模型的反应达到第(1)步中求得的目标位移。在达到目标位移之后，如果需要，仍然可以继续加载至结构完全破坏。记录每一增量步完成后土与结构非线性反应的相关数据，进而可以得到地下结构的能力曲线和地震反应情况（结构内力与附加自由场地面与基岩间相对位移的关系、结构内力与结构层间位移的关系、或者结构内力与土-结构模型地面与基岩间相对位移的关系等），用于评价结构的抗震能力和评估更大地震作用下地下结构的抗震性能。

对于非对称地下结构，进行静力弹塑性分析时应考虑分别在正反两个方向上施加水平等效惯性加速度，取两种情况中较大者作为分析结果。

8.3.3 静力弹塑性分析的计算流程如图 8.3.3 所示。

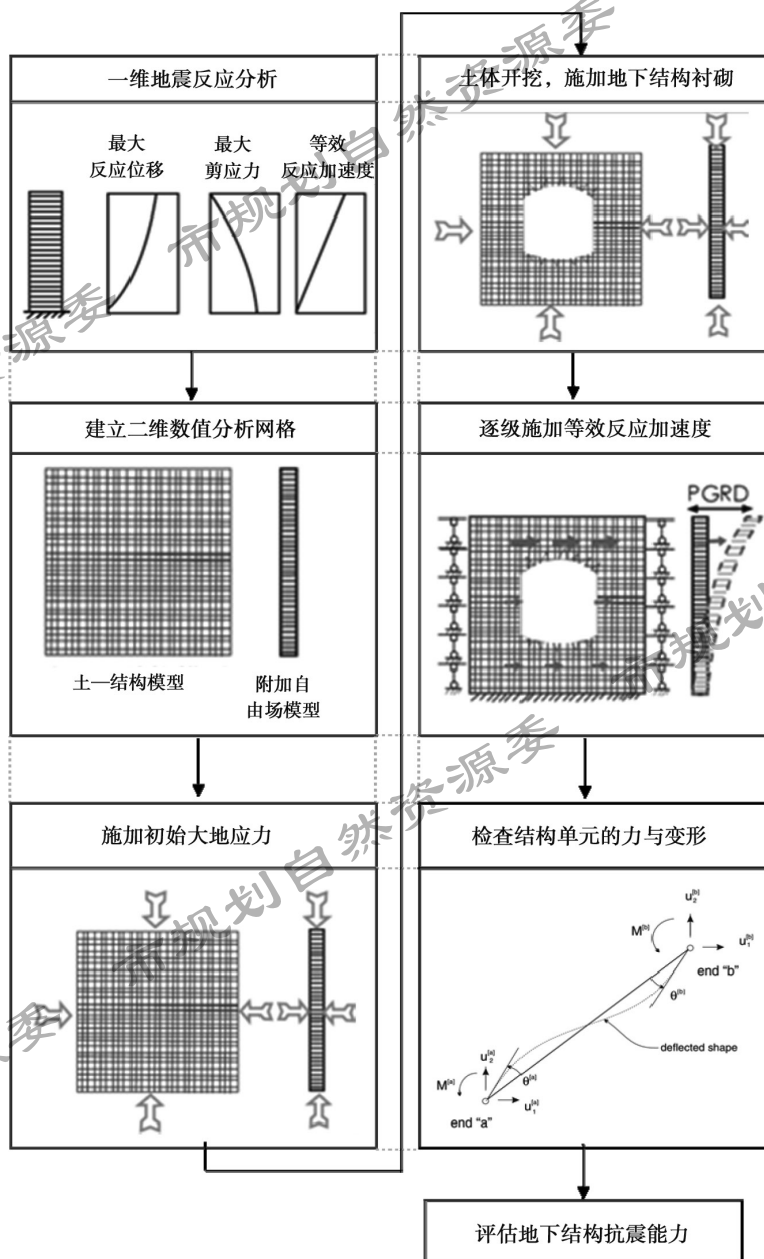


图 8.3.3 静力弹性分析流程图

8.3.4 在罕遇地震作用下，矩形断面地下结构的整体变形性能采用弹塑性层间位移角作为衡量指标，不宜大于 1/250；圆形断面地下结构采用弹塑性直径变形率作为衡量指标，不宜大于 6‰。

矩形断面地下结构弹塑性层间位移应符合下式规定：

$$\Delta u_p \leq [\theta_p]h \quad (8.3.4)$$

式中：

Δu_p ——弹塑性层间位移 (m)

$[\theta_p]$ ——弹塑性层间位移角限值，宜取 1/250；

h ——地下结构层高 (m)。

8.4 城市轨道交通地下结构抗震专项设计

8.4.1 轨道交通地下结构在初步设计阶段应按照《市政公用设施抗震设防专项论证技术要点（地下工程篇）》（建质 [2011]13 号）开展抗震专项设计和抗震设防专项论证。

8.4.2 城市轨道交通地下结构抗震专项设计内容包括：

- 1 地震动设计参数确定；
- 2 地下结构抗震设计和计算；
- 3 地下结构抗震验算；
- 4 地下结构抗震构造措施。

各专项设计的具体步骤和流程如下图 8.4.2-1 ~ 3 所示。

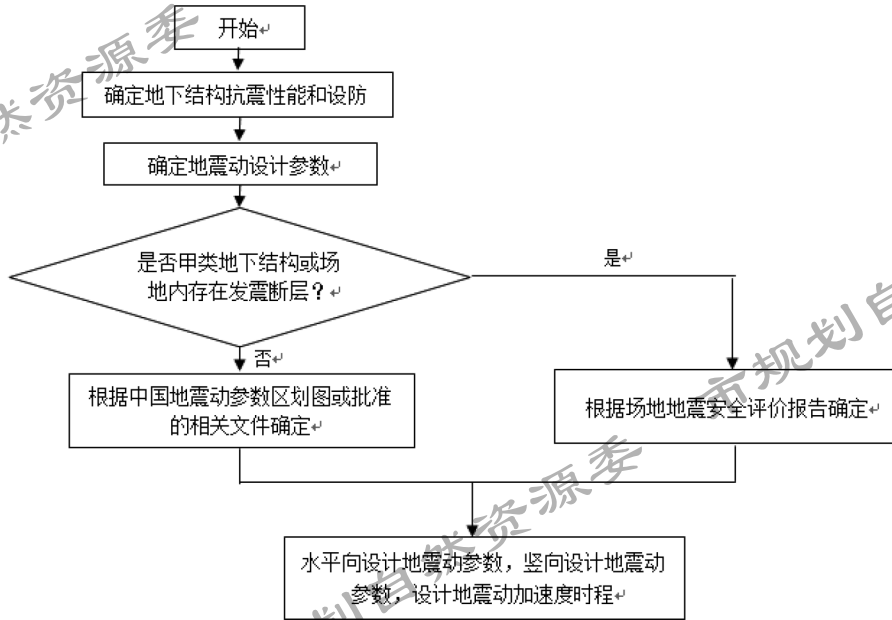


图 8.4.2-1 地震动设计参数确定流程

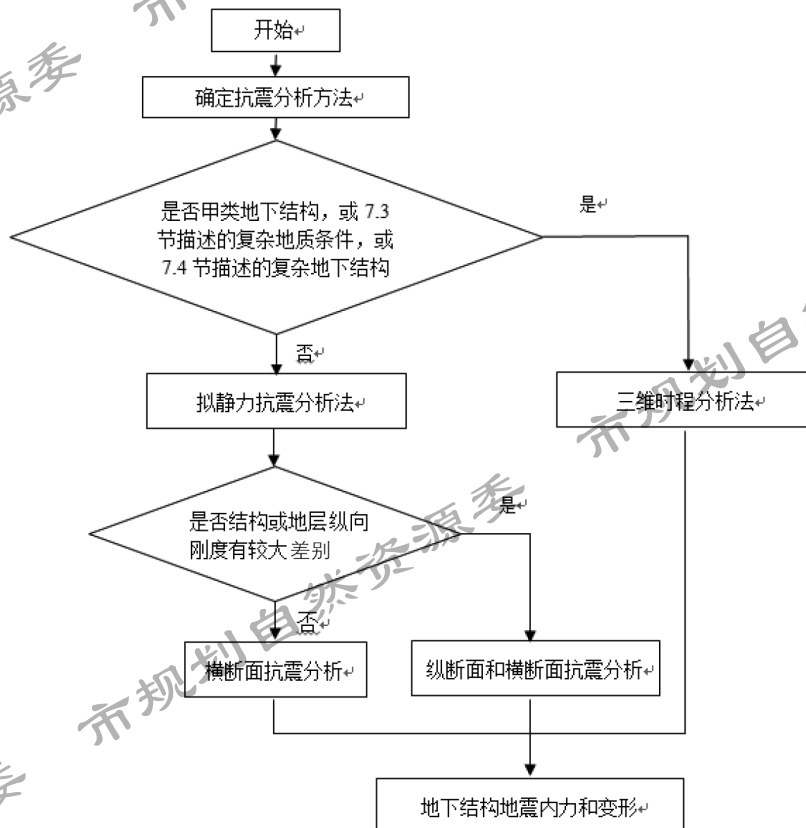


图 8.4.2-2 地下结构抗震分析流程

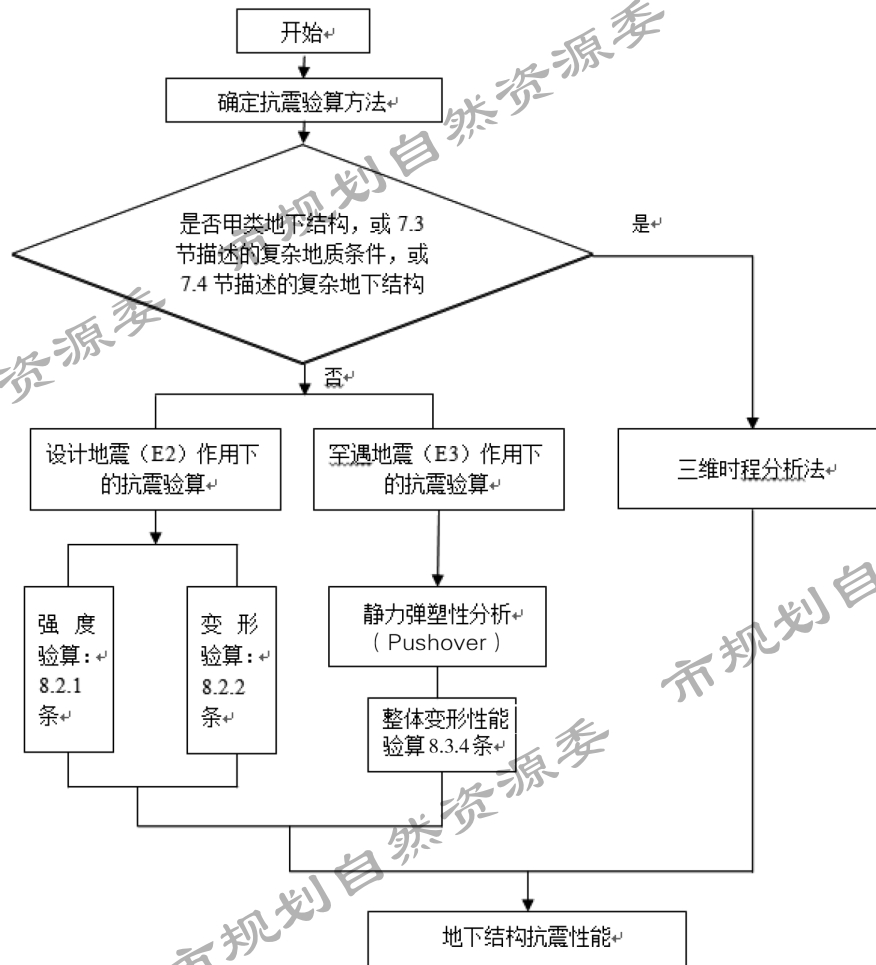


图 8.4.2-3 地下结构抗震验算流程

9 地下结构抗震构造措施

9.1 一般规定

9.1.1 地下结构应根据抗震设防类别、抗震设防烈度、场地类别、结构形式等采用不同的抗震等级，地下结构抗震等级应按下表采用：

表 9.1.1 地下结构抗震等级

| 结构类型 | 设防烈度 | |
|--------------------|------|-----|
| | 7 度 | 8 度 |
| 结构型式 | 7 度 | 8 度 |
| 地下车站主体结构 | 三级 | 二级 |
| 地下车站出入口通道、风道等附属结构 | 三级 | 二级 |
| 区间隧道 | 三级 | 二级 |
| 断面大小接近车站断面的区间及附属结构 | 三级 | 二级 |

当地下结构与地面建筑物合建时，其抗震等级应与上部建筑物的抗震等级一致，且应符合本条上述规定。如果采用低于本条规定的抗震等级，应进行充分论证。

根据《中国地震动参数区划图》(GB 18306-2015)北京市城镇Ⅱ类场地，除了马坊(地区)镇基本地震动峰值加速度值是 0.3g，大部分地区是 0.2g，个别地区是 0.1g 和 0.15g，北京抗震设防烈度为 7 度、8 度，轨道交通地下结构抗震设防分类为乙类。

《建筑抗震设计规范》(GB50011)及《地铁设计规范》(GB50157)对地下结构抗震等级的规定如下表：

| 规范 | 结构类型 | 设防烈度 | | | |
|-------------------------|-----------------------|------|-----|-----|-----|
| | | 6 度 | 7 度 | 8 度 | 9 度 |
| 《建筑抗震设计规范》 (GB50011) | 乙类钢筋混凝土地下结构 | 三级 | | 二级 | |
| | 明挖车站框架结构 矿山法车站隧道结构 | 四级 | 三级 | 二级 | 一级 |
| 《地铁设计规范》 (GB50157) | 明挖区间隧道结构 盾构区间隧道结构 | 四级 | 四级 | 三级 | 二级 |
| | 车站出入口等附属结构 | 四级 | 四级 | 三级 | 二级 |

本规定结合《建筑抗震设计规范》及《地铁设计规范》，考虑到地下工程的重要性和修复的困难性，7 度区区间隧道及地下车站出入口通道、风道等附属结构抗震等级比《地铁设计规范》规定的四级提高一级，与《建筑抗震设计规范》一致，定为三级。其他与《地铁设计规范》一致。

9.1.2 应区别不同的围岩条件和施工方法，根据地下结构地震条件下受力和破坏特点，有针对性地采取抗震措施。

“抗震措施”是除了地震作用计算和构件抗力计算以外的抗震设计内容，包括建筑总体布置、结构选型、地基抗液化措施、考虑概念设计对地震作用效应(内力和变形等)的调整，以及各种抗震构造措施。

“抗震构造措施”是指根据抗震概念设计的原则，一般不需计算而对结构和非结构各部分必须采取的各种细部构造，如构件尺寸、高厚比、轴压比、长细比、纵筋配筋率、箍筋配筋率、钢筋直径、间距等构造和连接要求等。

地下整体现浇钢筋混凝土框架结构的变形和破坏具有以下特点:(1)梁板构件具有良好的延性,能承受较大的超载,尤其是瞬时作用的动力荷载;(2)立柱基本是一种脆性破坏,是框架结构中受力最薄弱的部位和首先遭到破坏的构件;(3)结构的最终毁坏是由于立柱丧失承载能力而导致的顶板被压塌。

因此,提高地下框架结构抗震能力的最有效方法应是改善立柱的受力条件和受力特征。当采用钢筋混凝土柱时,应限定柱轴压比并对箍筋的配置提出相应的要求。有条件时,立柱可采用延性和变形能力良好的钢管混凝土柱或钢管混凝土柱。

对梁板构件的配筋构造要求则应把重点放在确保其不出现剪切破坏和充分发挥构件的变形能力上,例如对受拉区和受压区钢筋合理配筋率的控制等。

9.1.3 按一、二、三级抗震等级设计的地下框架结构的板、墙、框架梁、框架柱纵向受力钢筋应采用抗震钢筋。

地下框架结构是指由顶板、底板、楼板、侧墙、框架梁、框架柱组成的结构体系,包括明(盖)挖矩形框架结构、洞桩(柱)逆作法结构、一次扣拱法结构等。

抗震钢筋在钢筋牌号后加E,该类钢筋除满足对应牌号钢筋要求外,满足下列要求:

- 1 钢筋的抗拉强度实测值与屈服强度实测值的比值不应小于1.25;
- 2 钢筋的屈服强度实测值与屈服强度标准值的比值不应大于1.30;
- 3 钢筋在最大拉力下的总伸长率实测值不应小于9%。

9.1.4 抗震设计时受拉钢筋抗震基本锚固长度 l_{aE} 按表 9.1.4-1 采用,受拉钢筋抗震锚固长度 l_aE 按表 9.1.4-2、表 9.1.4-3 采用:

表 9.1.4-1 受拉钢筋抗震基本锚固长度 l_{aE}

| 钢筋种类及抗震等级 | | 混凝土强度等级 | | | | | | | |
|-------------------|------|---------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-------|
| | | C25 | C30 | C35 | C40 | C45 | C50 | C55 | ≥ C60 |
| HPB300 | 一、二级 | 39d | 35d | 32d | 29d | 28d | 26d | 25d | 24d |
| | 三级 | 36d | 32d | 29d | 26d | 25d | 24d | 23d | 22d |
| HRB400 HRBF400 | 一、二级 | 46d | 40d | 37d | 33d | 32d | 31d | 30d | 29d |
| | 三级 | 42d | 37d | 34d | 30d | 29d | 28d | 27d | 26d |
| HRB500 HRBF500 | 一、二级 | 55d | 49d | 45d | 41d | 39d | 37d | 36d | 35d |
| | 三级 | 50d | 45d | 41d | 38d | 36d | 34d | 33d | 32d |

表 9.1.4-2 受拉钢筋抗震锚固长度 l_aE

| 钢筋种类及抗震等级 | | 混凝土强度等级 | | | | | | | |
|-------------------|------|---------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | | C25 | | C30 | | C35 | | C40 | |
| | | d ≤ 25 | d > 25 | d ≤ 25 | d > 25 | d ≤ 25 | d > 25 | d ≤ 25 | d > 25 |
| HPB300 | 一、二级 | 39d | — | 35d | — | 32d | — | 29d | — |
| | 三级 | 36d | — | 32d | — | 29d | — | 26d | — |
| HRB400 HRBF400 | 一、二级 | 46d | 51d | 41d | 45d | 37d | 41d | 34d | 38d |
| | 三级 | 42d | 46d | 37d | 41d | 34d | 37d | 31d | 34d |
| HRB500 HRBF500 | 一、二级 | 56d | 61d | 49d | 54d | 45d | 49d | 41d | 46d |
| | 三级 | 51d | 56d | 45d | 50d | 41d | 45d | 38d | 42d |

表 9.1.4-3 受拉钢筋抗震锚固长度 l_{aE}

| 钢筋种类及抗震等级 | | 混凝土强度等级 | | | | | | | |
|-------------------|------|---------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | | C45 | | C50 | | C55 | | ≥ C60 | |
| | | d ≤ 25 | d > 25 | d ≤ 25 | d > 25 | d ≤ 25 | d > 25 | d ≤ 25 | d > 25 |
| HPB300 | 一、二级 | 28d | 26d | — | 25d | — | 24d | — | |
| | 三级 | 25d | — | 24d | — | 23d | — | 22d | |
| HRB400 HRBF400 | 一、二级 | 33d | 36d | 31d | 35d | 30d | 33d | 29d | 32d |
| | 三级 | 30d | 33d | 28d | 32d | 27d | 30d | 26d | 29d |
| HRB500 HRBF500 | 一、二级 | 39d | 43d | 37d | 41d | 36d | 40d | 35d | 38d |
| | 三级 | 36d | 39d | 34d | 38d | 33d | 36d | 32d | 35d |

9.2 地下车站抗震构造措施

9.2.1 地下车站结构宜采用现浇结构。需要设置部分装配式构件时，应使其与周围构件有可靠的连接。地下车站采用装配式结构时，应加强接缝的连接措施，以增强其整体性和连续性。单柱车站、中庭车站、不规则的大跨偏跨车站、平面不规则及刚度不均匀车站等应采取有效措施保证车站抗震性能。

单柱车站应尽量减小柱距；加大车站断面柱子横向尺寸；可考虑采用钢管柱或钢骨混凝土柱；柱子的抗震等级可比车站抗震等级提高一级；柱全高箍筋加密。中庭车站楼板开大洞处两侧边跨的楼板应加厚；开洞处柱子应加强，柱子抗震等级可比车站其他部位柱子的抗震等级提高一级，柱全高箍筋加密；考虑与景观相协调的前提下，有条件时尽量在楼板开洞处柱子位置增设横撑。带配线的车站，由于受限界的影响，出现一些不规则的大跨偏跨结构，这样的结构中间立柱尽量用墙替代，中墙厚度不应小于 400mm；如采用立柱，柱子的抗震等级可比车站抗震等级提高一级，柱全高箍筋加密。平面不规则及刚度不均匀车站，例如节点换乘车站、外挂体量较大附属结构的车站等，如未通过设置变形缝使结构转化为抗震性能较为优良的单体结构，则应在节点处、平面不规则处或刚度变化处提高柱子的抗震性能，合理配置各层板及侧墙的钢筋，避免形成薄弱部位。

9.2.2 框架梁纵向钢筋配置，应符合下列各项规定：

- 1 框架梁纵向受拉钢筋最小配筋率见表 9.2.2；

表 9.2.2 框架梁纵向受拉钢筋最小配筋率（%）

| 抗震等级 | 梁中位置 | |
|------|-----------------------|-----------------------|
| | 支座（取较大值） | 跨中（取较大值） |
| 一级 | 0.4 和 $80 f_t / f_y$ | 0.3 和 $65 f_t / f_y$ |
| 二级 | 0.3 和 $65 f_t / f_y$ | 0.25 和 $55 f_t / f_y$ |
| 三级 | 0.25 和 $55 f_t / f_y$ | 0.2 和 $45 f_t / f_y$ |

2 梁端纵向受拉钢筋的配筋率不宜大于 2.5%，不应大于 2.75%；当梁端受拉钢筋的配筋率大于 2.5% 时，受压钢筋配筋率不应小于受拉钢筋配筋率的一半；

3 抗震设计时，计入受压钢筋作用的梁端截面混凝土受压区高度和有效高度之比，一级不应大于 0.25，二、三级不应大于 0.35；

4 梁端截面的底面和顶面纵向钢筋配筋量的比值，除按计算确定外，一级不应小于 0.5，二、三级不应小于 0.3；

5 沿梁全长顶面和底面至少应各配置两根通常的纵向钢筋，对一、二、三级抗震等级，钢筋直径不应小于 14mm，且分别不应少于梁顶面和底面两端纵向受力钢筋中较大截面面积的 1/4。

9.2.3 框架梁箍筋配置，应符合下列各项规定：

1 沿梁全长箍筋的面积配箍率应符合表 9.2.3-1 规定；

表 9.2.3-1 梁面积配箍率要求

| 抗震等级 | 面积配箍率 |
|------|------------------------------------|
| 一级 | $\rho_{sv} \geq 0.30 f_t / f_{yv}$ |
| 二级 | $\rho_{sv} \geq 0.28 f_t / f_{yv}$ |
| 三级 | $\rho_{sv} \geq 0.26 f_t / f_{yv}$ |

2 梁端箍筋加密区的长度、箍筋最大间距、最大肢距和最小直径应按表 9.2.3-2 采用；

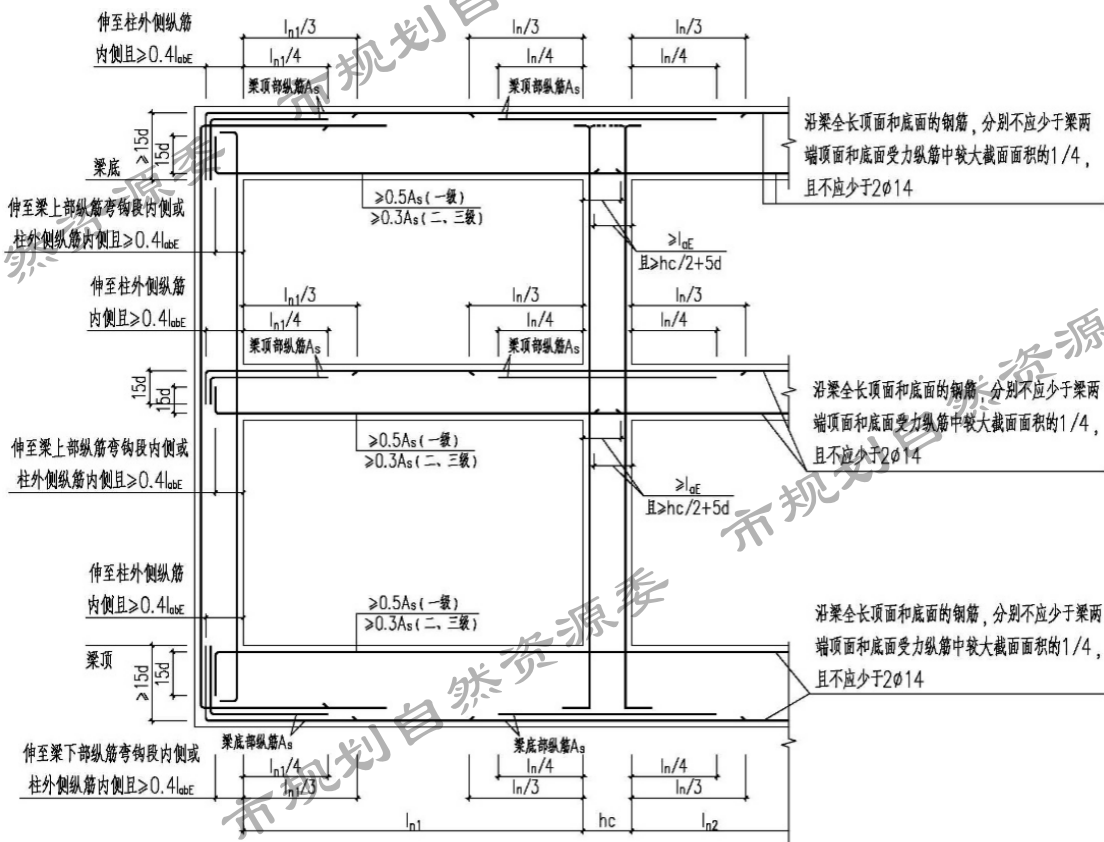
表 9.2.3-2 梁端箍筋加密区的构造要求

| 抗震等级 | 加密区长度 (采用较大值)(mm) | 箍筋最大间距 (采用最小值)(mm) | 箍筋最大肢距 (mm) | 箍筋最小直径 (mm) |
|------|----------------------|-----------------------|---|----------------|
| 一级 | $2 h_b, 500$ | $h_b/4, 6d, 100$ | 不宜大于 200mm 和 20 倍箍筋直径的较大值, 且 ≤ 300 | 10 |
| 二级 | $1.5 h_b, 500$ | $h_b/4, 8d, 100$ | 不宜大于 250mm 和 20 倍箍筋直径的较大值, 且 ≤ 300 | 8 |
| 三级 | | $h_b/4, 8d, 150$ | | 8 |

注：1 d 为纵向钢筋直径， h_b 为梁截面高度；

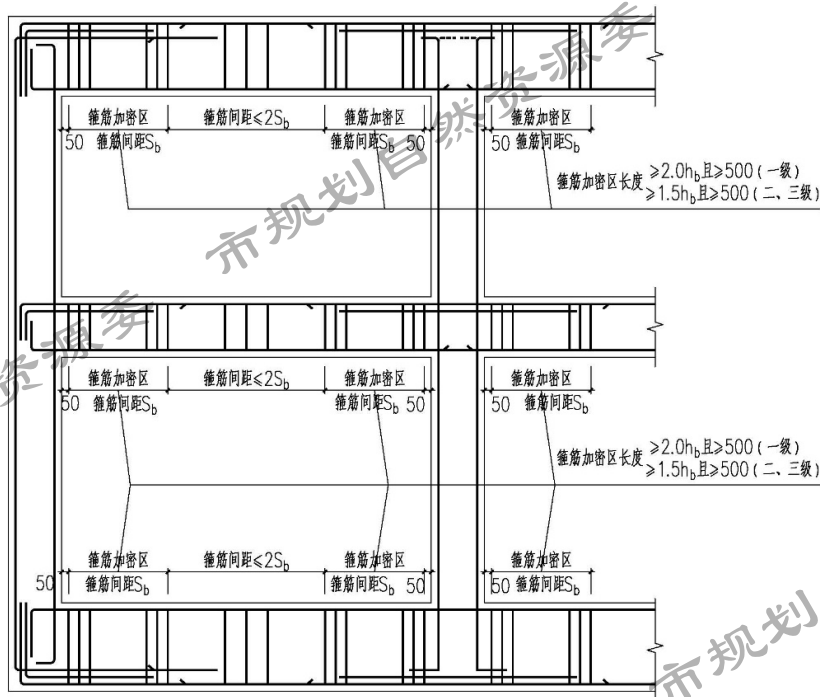
- 一、二级抗震等级的框架梁，当梁端箍筋加密区的箍筋直径大于 12mm、数量不少于 4 肢且肢距不大于 150mm 时，最大间距应允许适当放宽，但不得大于 150mm；
- 当梁端纵向受拉钢筋配筋率大于 2% 时，表中箍筋最小直径应增大 2mm。
- 框架梁非加密区箍筋最大间距不宜大于加密区箍筋间距的 2 倍并应满足抗剪要求；
- 箍筋应有 135° 弯钩，弯钩端头直段长度不应小于 10 倍的箍筋直径和 75mm 的较大值。

9.2.4 框架梁钢筋构造可按图 9.2.4-1 和 9.2.4-2 采用。



d—纵向钢筋直径； h_c —柱截面沿框架方向的高度； l_n —左跨 l_{n1} 和右跨 l_{n2} 之较大值，其中 $i=1,2,3,\dots$ ； ϕ —仅表示钢筋直径； l_{aBE} —纵向受拉钢筋抗震基本锚固长度； A_s —梁端截面顶（底）部纵向受力钢筋面积；

图 9.2.4-1 框架梁纵筋构造图



S_b —框架梁箍筋加密区箍筋间距; h_b —梁高

图 9.2.4-2 框架梁箍筋构造图

9.2.5 当车站采用纵梁体系时,车站各层板及侧墙端部应设箍筋或拉筋加密区,箍筋或拉筋加密区构造要求与框架梁相同,可按图 9.2.4-2 采用。

9.2.6 框架柱轴压比限值要求见表 9.2.6。

表 9.2.6 框架柱轴压比限值

| 混凝土强度 | 抗震等级 | | |
|---------|------|------|------|
| | 一级 | 二级 | 三级 |
| C60 及以下 | 0.65 | 0.75 | 0.85 |
| C65~C70 | 0.60 | 0.70 | 0.80 |

注:1 表中限值适用于剪跨比大于 2 的柱;剪跨比不大于 2 的柱,轴压比限值应降低 0.05;剪跨比小于 1.5 的柱,轴压比限值应专门研究并采取特殊构造措施;

2 沿柱全高采用井字复合箍且间距不大于 100mm、箍筋肢距不大于 200mm、直径不小于 12mm,或延柱全高采用复合螺旋箍、螺旋间距不大于 100mm,箍筋肢距不大于 200mm、直径不小于 12mm,或沿柱全高采用连续复合矩形螺旋箍,且螺旋净距不大于 80mm、箍筋肢距不大于 200mm,直径不小于 10mm,轴压比限值均可增加 0.10;

3 在柱的截面中部附加芯柱,其中另加的纵向钢筋的总面积不少于柱截面面积的 0.8%,轴压比限值可增加 0.05;

4 调整后的轴压比不应大于 1.0。

9.2.7 框架柱的纵向钢筋配置,应符合下列各项规定:

1 框架柱纵向受力钢筋最小总配筋率,抗震等级一级时不宜小于 1.2%,二级时不宜小于 1.0%,三级时不宜小于 0.9%,同时每一侧配筋率不应小于 0.2%;

2 框架柱全部纵向钢筋的配筋率不应大于 5%;剪跨比不大于 2 的一级框架柱,每侧纵向钢筋配筋率不宜大于 1.2%;

3 框架柱纵向钢筋宜对称配置,纵向钢筋的间距不宜大于 200mm。

9.2.8 框架柱箍筋配置,应符合下列各项规定:

1 框架柱箍筋在规定的范围内应加密,加密区箍筋最大间距、最大肢距和最小直径应符合下列要求:

1) 一般情况下按表 9.2.8 采用；

表 9.2.8 框架柱端部 (含节点核心区) 箍筋加密区的构造

| 抗震等级 | 箍筋最大间距 (mm) (采用较小值) | 箍筋最大肢距 (mm) | 箍筋最小直径 (mm) |
|------|------------------------|-------------|-------------|
| 一级 | 6d, 100 | 不宜大于 200 | 10 |
| 二级 | 8d, 100 | 不宜大于 250 | 8 |
| 三级 | 8d, 150 (柱根 100) | | 8 |

注: 1 d 为柱纵向钢筋直径, 取柱纵筋的最小直径。

2 柱根指底层柱下端箍筋加密区。

2) 一级框架柱的箍筋直径大于 12mm 且箍筋肢距不大于 150mm 及二级框架柱的箍筋直径不小于 10mm 且箍筋肢距不大于 200mm 时, 除底层柱下端外, 最大间距应允许采用 150mm；

3) 剪跨比不大于 2 的框架柱, 箍筋间距不应大于 100mm；

4) 框架柱箍筋加密区至少每隔一根纵向钢筋宜在两个方向有箍筋或拉筋约束；采用拉筋复合箍时, 拉筋宜紧靠纵向钢筋并勾住箍筋。

2 框架柱箍筋加密区范围, 应按下列规定采用：

1) 柱端, 取截面长边尺寸 (圆柱直径)、柱净高的 1/6 和 500mm 三者的最大值；

2) 底层柱的下端不小于柱净高的 1/3；

3) 剪跨比不大于 2 的柱、柱净高与柱截面高度之比不大于 4 的柱, 取全高；

4) 需要提高变形能力的柱的全高范围。

3 柱箍筋加密区的体积配箍率, 应按下列规定采用：

1) 柱箍筋加密区的体积配箍率, 一级不应小于 0.8%, 二级不应小于 0.6%, 三级不应小于 0.4%；

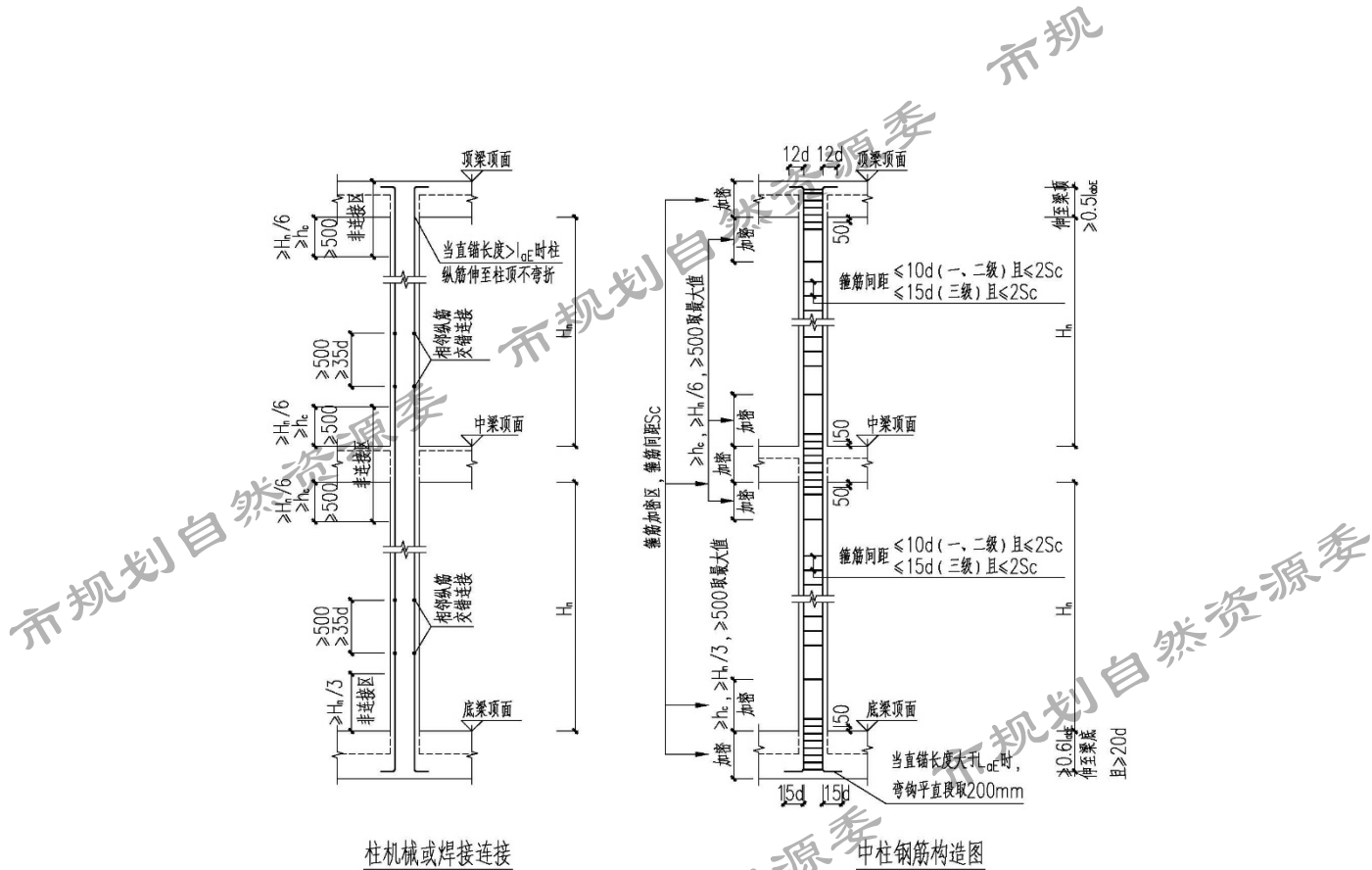
2) 剪跨比不大于 2 的柱宜采用复合螺旋箍或井字复合箍, 其体积配箍率不应小于 1.2%。

4 框架节点核心区箍筋的最大间距和最小直径应按本指南 9.2.8 条第 1 款采用；一、二、三级框架节点核心区配箍特征值分别不宜小于 0.12、0.10 和 0.08, 且体积配箍率分别不宜小于 0.6%、0.5% 和 0.4%。柱剪跨比不大于 2 的框架节点核心区, 体积配箍率不宜小于核心区上、下柱端的较大体积配箍率；

5 柱箍筋非加密区的体积配箍率不宜小于加密区的 50%；箍筋间距, 不应大于加密区箍筋间距的 2 倍, 且一、二级框架柱不应大于 10 倍纵向钢筋直径, 三级框架柱不应大于 15 倍纵向钢筋直径；

6 箍筋应为封闭式, 其末端应做成 135° 弯钩且弯钩末端平直段长度不应小于 10 倍的箍筋直径, 且不应小于 75mm。

9.2.9 框架柱钢筋构造可按图 9.2.9-1 和图 9.2.9-2 采用。

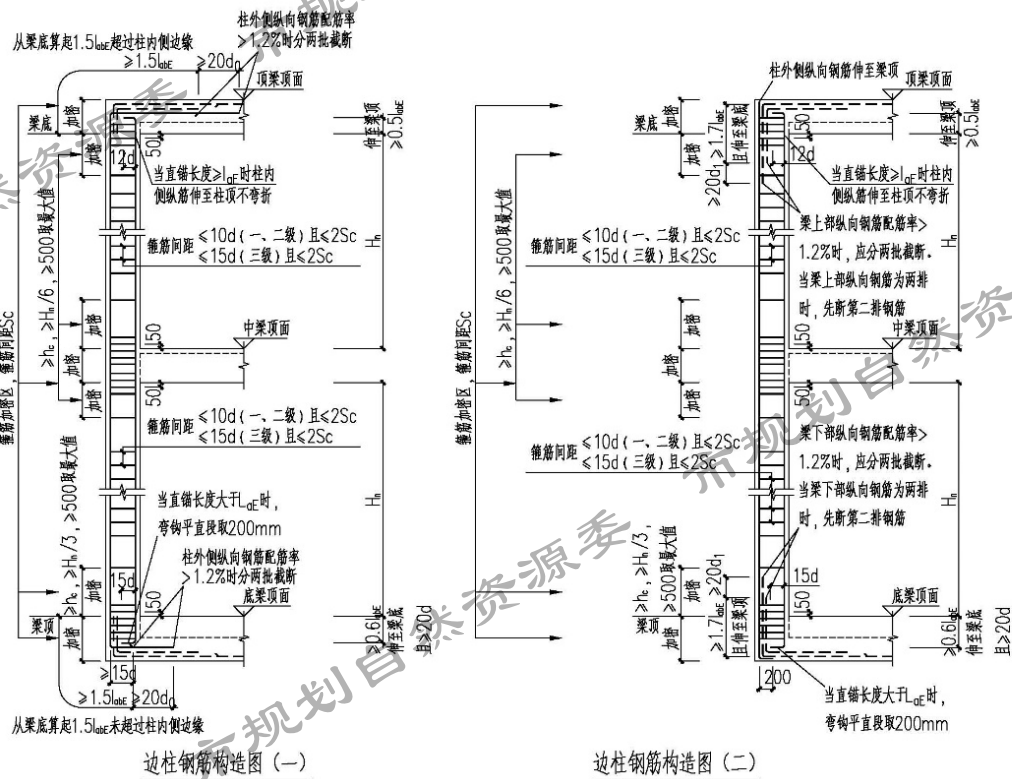


柱机械或焊接连接

中柱钢筋构造图

H_n —柱净高; h_c —柱截面长边尺寸(圆柱为截面直径); d —柱纵向钢筋直径; S_c —柱箍筋加密区箍筋间距

图 9.2.9-1 框架柱钢筋构造图一



边柱钢筋构造图(一)

边柱钢筋构造图(二)

适用于柱宽小于梁宽
 H_n —柱净高; h_c —柱截面长边尺寸(圆柱为截面直径); d —柱纵向钢筋直径; d_0 —柱外侧纵向钢筋直径; d_1 —梁纵向钢筋直径; S_c —柱箍筋加密区箍筋间距

9.2.9-2 框架柱钢筋构造图二

9.2.10 框架梁宽度大于框架柱宽度时，梁柱节点区柱宽以外部分应设梁箍筋。

9.2.11 框架柱混凝土强度等级高于框架梁两级以上时，节点核心梁的混凝土按高标号混凝土浇筑，并应在交界区域采取分隔措施，分隔位置应在梁中，且距柱、梁边缘不应小于 500mm；当梁柱节点区混凝土强度等级与框架梁相同时，应对核心区承载力进行验算，必要时设芯柱加强。

9.2.12 车站楼板洞口的布置宜使结构质量和刚度的分布较均匀、对称，避免局部突变，较大孔洞周围应设置满足构造要求的边梁或暗梁。

9.2.13 钢管混凝土柱构造措施宜按下列规定及图 9.2.13 采用：

1 钢管混凝土柱接长当采用法兰连接，或钢管直径大于 2m 时，钢管内宜设置通长纵向钢筋及箍筋，纵向钢筋数量可取柱上、下端与纵梁结构连接处钢筋大值的 1/2，箍筋间距可取 2 倍箍筋加密区箍筋间距；

2 钢管混凝土柱钢管无分节，或在分节连接处采用焊缝连接（水平焊缝）且水平焊缝达到二级焊缝质量要求，或有确实证据表明钢管各分节等强连接时，可不设通长纵向钢筋及箍筋；

3 钢管混凝土柱上、下端与纵梁结构连接处钢筋配置除满足受力要求外，应满足相同抗震等级的钢筋混凝土柱的抗震构造要求。

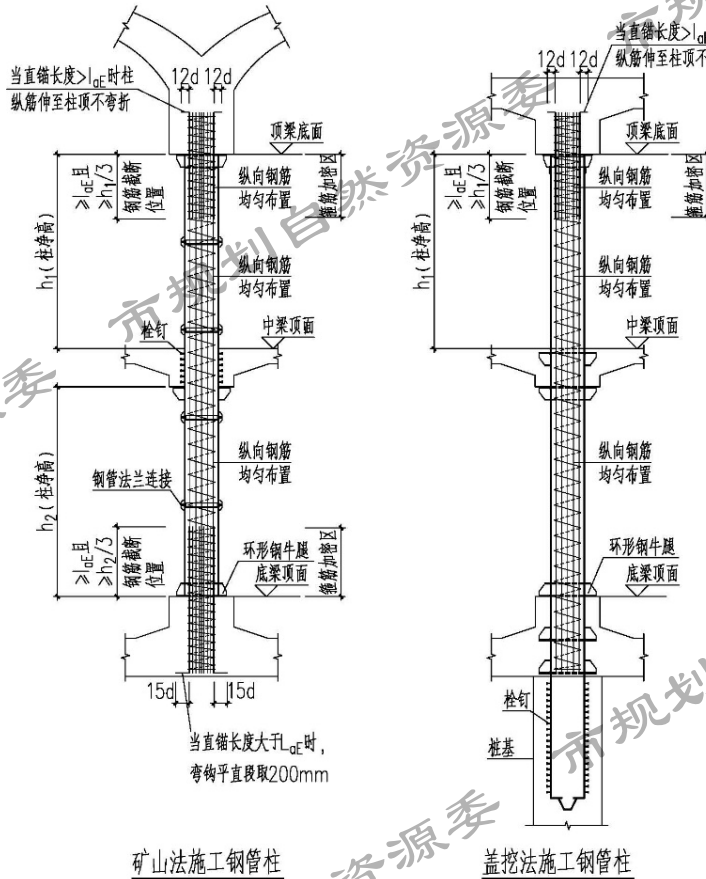


图 9.2.13 钢管混凝土柱钢筋构造图

9.2.14 型钢混凝土柱抗震构造措施应符合行业标准《组合结构设计规范》(JGJ 138) 相关规定。

9.2.15 钢管混凝土结构及型钢混凝土结构的钢材应符合下列规定。

- 1 钢材的屈服强度实测值与抗拉强度实测值的比值不应大于 0.85；
- 2 钢材应有明显的屈服台阶，且伸长率不应小于 20%；
- 3 钢材应有良好的焊接性和合格的冲击韧性。

9.3 区间隧道抗震构造措施

9.3.1 明挖区间结构应尽可能避免采用梁柱体系，宜采用中墙代替中柱。

9.3.2 区间如采用梁柱体系，其抗震构造措施与车站相同。

9.3.3 盾构隧道应符合下列规定：

1 隧道与车站结构连接处、联络通道两侧、地质条件急剧变化处等，宜设置变形缝，变形缝构造应能适应较大的接缝变形量并保证防水性能不降低，变形缝处管片螺栓正常连接；

2 衬砌管片环间宜采用螺栓等抗拉构件进行连接，并满足受力要求；

3 隧道的接头构造，应有利于减小地震时防止管片接头的错动和管片因地震动位移的磕碰破坏；

4 盾构法区间隧道应在管片与围岩之间及时注浆回填密实；

5 采用钢纤维混凝土管片时抗震设计应进行专项论证。

9.3.4 矿山法区间隧道，初衬与围岩之间、初衬与二衬之间应及时注浆回填密实，保证周围土体与隧道结构的共同作用。矿山法大断面区间隧道中部设置中隔墙时，中隔墙作为主体受力构件时应满足受力及抗震构造要求；若中隔墙不作为主体受力构件时，也应采取抗震构造措施。

9.3.5 区间隧道在遇到下列情况之一时，应进行特殊处理：

1 多线隧道重叠段或交叉部位；

2 隧道处于性质显著不同的土层中时；

3 隧道断面急剧变化的部位。

多线隧道重叠段或交叉部位，首先应进行交叉重叠部位的地震分析，判明其局部的应力集中和变形集中及其易损部位，进行加强；从构造上可以采取地层加固、加强结构自身抗变形能力等措施。隧道处于性质显著不同的土层中时，应在一定范围内分析地震对隧道纵向的影响；构造上可采取地层加固措施，使隧道所处地层均匀，逐渐过渡；可在变化部位设置变形缝；可采取有效措施加强结构自身纵向抗变形能力，例如增加纵向构造钢筋等措施。隧道断面急剧变化的部位，如明挖或暗挖段线路由单线变双线部位等，应在一定范围内分析地震对隧道纵向的影响，可在变化部位设置变形缝或加强结构自身纵向抗变形能力。

9.3.6 区间隧道应尽量避让活动断裂带；确实无法避让时，可采用震后易修复的路基地面线形式穿越活动断裂带。若以隧道形式穿越活动断裂带时，应进行专题研究及特殊设计。专题研究应评价断裂带的活动性、错动位移、断裂带活动对结构产生的影响以及结构的适应性等。

10 特殊场地的抗震处理措施

10.1 可液化土影响及处理措施

10.1.1 当地下结构处于液化土层中时，应考虑液化土层的加重震害作用。

1964年美国阿拉斯加地震造成10000多平方公里的砂土地层液化；1976年中国唐山大地震造成24000多平方公里的砂土地层液化。在1995年神户大地震、1999年土耳其地震及2008年我国四川汶川地震中，都有大量的砂土液化发生。

液化是指饱水的疏松粉、细砂土等在动力荷载作用下突然破坏而呈现液态的现象，是孔隙水压力上升，有效应力减小所导致的砂土从固态到液态的变化现象。对液化危害的认识和研究是逐步深化的。在研究地震液化的早期，通常认为土层只要液化就会造成震害，就需要采取抗液化措施。近几年来，在总结几次大地震经验时认识到，土层尽管液化了，但不一定造成震害。

宏观经验表明，液化土层具有双重作用：1. 地基失效，会加重震害；2. 隔震作用，可减小传递给结构的地震能量，减轻震害。在这双重因素综合作用下，与所在地区的平均震害相比，液化土层对结构震害的影响有三种情况：震害加重，震害不加不减，震害减轻。

分析结果表明：土层液化短周期建筑物往往起到隔震作用；对长周期建筑物承受的地震荷载有增有减，比较复杂，取决于许多因素。由于地下结构的自振周期长，应考虑液化的不利影响，即加重震害。

10.1.2 可液化土层的位置和地下结构类型不同时，应采取不同的液化处理措施。

根据数值计算和振动台试验表明，可液化土层位置不同时，其对地下结构产生的影响也不同：

1. 当可液化土层位于顶板时，对地下结构影响较小；
2. 可液化土层位于侧墙和底板且覆土较浅时，可能会导致地下结构上浮；
3. 如果可液化土层位于底板时，导致地下结构产生较大沉降或倾斜变形；
4. 如果地下结构完全处于可液化土层中，土层可能产生较大滑移，使地下结构发生较大的刚体位移。

因此，根据可液化土层与地下结构相对位置不同，分别采取不同的处理对策：

1. 在设计时，应考虑地震时液化土层产生的孔隙水压力对地下结构上浮的影响；
2. 当液化地层位于顶板以上时，可以基本不采取工程措施；
3. 当液化地层位于结构侧墙位置时，抗震分析时可根据液化程度对液化层厚度范围内的土层进行弱化处理；根据计算结果和以往工程经验综合确定工程措施。严重液化的地层可通过基坑围护结构、地层注浆加固等进行处理。如果侧墙处的可液化土层范围较大且液化等级较高时，应对其处理范围进行专门研究，保证工程经济性和安全性；

4. 如果车站结构底板处存在可液化土层时，应进行处理，可采用换填、挤密桩等措施。底板地层液化时，孔隙水压力上升会增加结构的浮力，对结构的抗浮应进行重新验算。

以上情况，尤其底板位于液化土层的情况，目前可供参考的资料不多，开展的振动台试验和动力时程分析等研究结果表明影响复杂，上浮变形也受地层分布、液化程度、结构布置等控制，对结构影响不利。因此从地震效应分析及相应的处置措施等应进行专门研究。

对于不同类型的地下结构，也应采取不同的处理对策：

1. 明挖车站周围存在液化土层时，可通过地下连续墙等围护结构封闭隔离液化土层。在抗震设计时，应考虑地震时的孔隙水压力对围护结构的作用；
2. 区间隧道周围存在液化土层时，可调整线路位置和隧道埋深来避开可液化土层；

3. 盾构隧道应尽量避免液化土层。如果无法避开可液化土层，应对盾构区间隧道底部地层采用可靠的地层改良措施。

10.2 活动断裂的影响

10.2.1 抗震设防烈度等于或大于7度的重大工程场地应进行活动断裂勘察；场地内存在发震断裂时，应对其工程影响进行评价。

活动断裂又称活动断层，是指现今地震构造时期中已发生滑移的断层，将来很可能会重新产生位错。Willis 和 Wood 给出的“活动断裂”的原始定义包含四条基本要素：

1. 活动断裂在现今地震构造时期中具有水平位错；
2. 活动断裂具有未来重新发生或复活水平位错的可能性和倾向性；
3. 活动断裂从地质学上显示，具有近代活动性的证据；
4. 活动断裂可能伴随有地震活动性。

《岩土工程勘察规范》GB50021：抗震设防烈度等于或大于7度的重大工程场地应进行活动断裂勘察。活动断裂分为：

1. 全新活动断裂。为在全新地质时期（一万年）内有过地震活动或近期正在活动，在今后一百年可能继续活动的断裂；
2. 非全新活动断裂：一万年以前活动过，一万年以来没有发生过活动的断裂。
3. 发震断裂是指在全新活动断裂中，近期（近500年来）发生过地震震级 $M \geq 5$ 级的断裂，或在今后100年内，可能发生 $M \geq 5$ 级的断裂。

因此，有些活动断裂只会在第四纪覆盖层以下活动，对地下结构的影响相对较小。对于发震断裂，则可以穿过第四纪地层，对地层中的地下结构造成直接影响，其错动位移直接作用在结构之上，造成结构破坏。

根据目前的勘察资料，北京地区的南口—孙河断裂、黄庄—高丽营断裂等具有活动性，南北向的轨道交通线路不可避免要穿过这些断裂带。其中，北京地铁17号线在昌平区燕丹镇附近穿越南口—孙河断裂。

10.2.2 在地下结构设计时，应在地质勘查中鉴别活动断裂并避开。当无法避开时，穿越活动断裂段应考虑断层错动以及近场水平和竖向地震动作用，并采用有效的工程技术和措施。

由于地铁工程线路走向取决于交通功能的要求，因此地铁线路不可避免地会穿越断裂。在活动断裂的断裂带及其两侧一定范围内，会产生较大的位错，对隧道等地下结构产生灾难性的、不可恢复的破坏，甚至会导致整体坍塌。地铁属于生命线工程，一旦发生严重破坏，修复困难，并造成巨大的经济损失和人员伤亡。由于隧道结构无法抵御断层错动，因此在跨断层隧道设计时，最有效的办法是在地质勘查中鉴别这类危险地区，尽可能避开。如果无法避开，在断层区段应考虑断层错动及近场水平和竖向地震动作用。

在穿越活动断裂时，应进行：

1. 根据穿越断层的发震概率，应充分评估在地下结构设计基准周期内活动断裂的错动量及错动模式。
2. 采用时程分析法，输入地下结构设计基准周期内活动断裂的错动量及错动模式，分析地下结构的内力及地层位移；根据计算分析成果，提出有效的工程技术和措施。

目前，采用的工程技术和措施有：

1. 加固围岩，可提高围岩强度，减小因围岩条件不同而造成隧道不均匀地震变形；
2. 在围岩与衬砌之间或者初期支护与二次衬砌之间设置减震层，吸收围岩变形，减小围岩对隧道衬砌的变形作用。
3. 超挖设计，即根据地震引起断层的可能最大位错量，扩大隧道断面尺寸。超挖量主要依据地震烈

度、围岩条件和隧道断面等因素综合确定。

4. 采用“铰接设计”，即跨断层段衬砌应使用较小分段，每段间采用柔性接头形式，适应断层的错动变形；使地震破坏局部化，避免结构发生整体破坏。美国奥克兰市穿越海沃德断层的 Claremount 引水隧道采用了该类型的接头。

由于可供参考的有关的研究资料太少，建议除采取概念设计以外，应进行专项设计，分析活动断裂及近场地震对地下结构的影响，借鉴有关工程经验，本着安全、经济、有效的原则，采取针对性的工程措施；建立监测系统，进行长期观测可以为后续的设计提供资料和借鉴。

10.3 沿结构纵向和高度地层刚度差异与影响

10.3.1 当地层沿地下结构纵向或（和）高度地层刚度差异大时，应分析分界面处的地层相对位移。

在天然状态下，土层并不是均匀成层分布的，致使在同一水平高度和同一竖向剖面上的土层刚度差异较大，使土层的弹簧刚度有较大差异，处于不同刚度土层上的地下结构各部分承受的地震力也会有较大差异。

因此，在抗震设计时，不应将土层沿结构纵向看做均匀地基，也不应沿结构横断面看做均匀土层。

10.3.2 当地层沿地下结构纵向或（和）高度地层刚度差异大时，应验算地下结构的抗剪切变形能力，综合确定采取的处理措施。

当地层沿地下结构纵向或（和）高度地层刚度差异大时，应采用一维地层地震反应分析来计算地层的地震位移、加速度和剪应力；采用一般反应位移法等计算地下结构内力。然后，建立土层—结构模型，采用时程分析法，验算地下结构的抗剪切变形能力。根据分析结果综合确定采取的措施：1. 进行注浆，改善地层刚度差异；2. 改变结构配筋，提高结构抗剪能力。

附录 A 北京地区活动断裂

北京市主城区坐落在北京平原的后缘。北京平原的活动构造为隐伏活动构造，主要以北东及北西向断裂为主。本区共有第四纪活动断裂 12 条，其中北东向活动断裂 8 条，北西向活动断裂 3 条，东西向活动断裂 1 条（表 A.0-1、图 A.0-1）。本区活动断裂展布规模大于 100km 的有 3 条北东向断裂，为黄庄—高丽营断裂，顺义—良乡断裂及夏垫断裂。规模最大的北西向断裂为南口—孙河断裂。

表 A.0-1 北京平原第四纪活动断裂

| 编号 | 断裂名称 | 断层产状 | 断裂长度 /km | 主要活动时期 | 最新活动时期 |
|----|---------|----------|----------|--------|------------------|
| 1 | 南口—山前 | NE60°/SE | 60 | Q | Q ₃ |
| 2 | 东北旺—小汤山 | NE22°/SE | 24 | Q | Q ₃ |
| 3 | 黄庄—高丽营 | NE/SE | 130 | E、N、Q | Q ₄ |
| 4 | 顺义—良乡 | NE/SE | 100 | Q | Q ₃₋₄ |
| 5 | 南苑—通县 | NE/NW | 86 | N、Q | Q ₃ |
| 6 | 夏垫 | NE/SE | 120 | E、N、Q | Q ₄ |
| 7 | 香河 | NE/NW | 22 | N、Q | Q ₂ |
| 8 | 河西务 | NE/SE | 60 | E、N、Q | Q ₃ |
| 9 | 南口—孙河 | NW/SW.NE | 60 | Q | Q ₄ |
| 10 | 永定河 | NW/SW.NE | 26 | Mz、Q | Q ₂ |
| 11 | 廊坊—武清 | NW/SW | 50 | Q | Q ₃ |
| 12 | 宝坻 | EW/S | 40 | Mz、Q | Q ₁₋₂ |

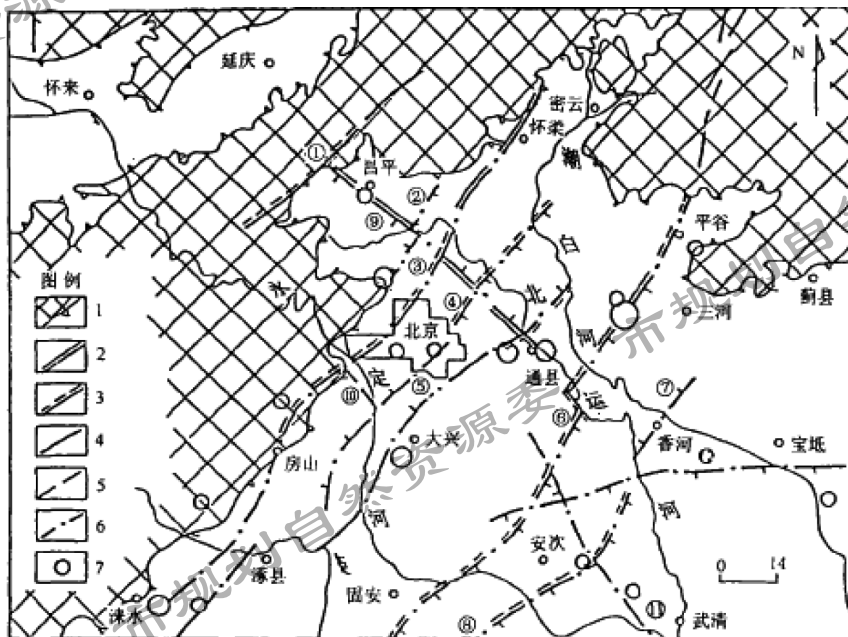


图 A.0-1 首都圈平原地区活动断裂分布及震中分布

1 山区与平原界限；2 全新世活动断裂；3 晚更新世活动断裂；4 第四纪活动断裂；5 前第四纪断裂；6 隐伏活动断裂；7 地震震中分布；断裂编号①—见表 A.0-1。

其中，如图 A.0-2 所示，对北京市主城区轨道交通地下结构影响大且可能穿越的主要断裂有：

1 黄庄—高丽营断裂

该断裂南起涑水，向北东经长沟、晓幼营、大灰厂、芦井、黄庄、洼里，与北西走向的南口—孙河断裂交切后继续北延经高丽营东直至怀柔北。

从黄庄—高丽营断裂第四纪活动特征考虑，可将该断裂分为三段。北段为高丽营段，长 40km，第四纪活动强烈，为全新世活动断裂；中段为黄庄段，长 52km，第四纪中、晚更新世活动，在晚更新世晚期至全新世已不活动；南段涑水段，长 40km，该段第四纪活动不明显。

2 顺义—良乡断裂

该断裂北自顺义附近，向南西经天竺、孙河、东单、南苑、良乡，总体走向北东 $30^{\circ} \sim 35^{\circ}$ ，全长约 100km。该断裂以南口—孙河断裂为界分为南北两段，北段长约 45km。顺义—良乡断裂北段为晚更新世断裂，南段的最新活动时代为早中更新世或前第四纪。

3 南苑—通县断裂

该断裂总体北东走向，倾向北西，倾角约 $40^{\circ} \sim 60^{\circ}$ ，从平家疃以北，向南经马庄、定福庄、南磨房、南苑，至南皋店，长约 100km，为北京断陷与大兴断隆的分界。南苑—通县断裂北段最新活动时代为晚更新世，南段在中更新世晚期以来无明显活动迹象。

4 南口—孙河断裂

该断裂西起南口，向东南经七间房、百泉庄、孙河、富豪至区外侯各庄一带，总体走向北西 $300^{\circ} \sim 310^{\circ}$ 。该断裂由 3 段断裂组成，即南口—牛房圈段、白各庄—沙子营段、燕丹以东段。南口—牛房圈断裂段最新活动时期为全新世，白各庄—沙子营段活动可能影响到晚更新世，燕丹以东段为晚更新世活动断裂。南口—孙河断裂在全新世时期有过 3 次古地震事件。

5 永定河断裂

该断裂北起军庄，向南东经永成庄至狼垡村，沿永定河谷延伸，总体走向北西 320° ，为隐伏正断裂。其北西段最新活动时代为早、中更新世，南东段为前第四纪断裂。

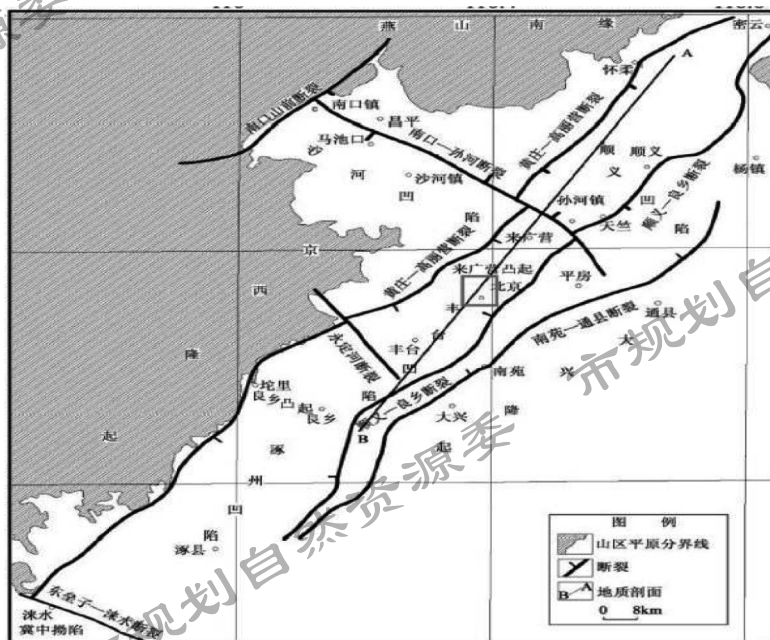


图 A.0-2 北京市轨道交通地下结构可能穿越的主要断裂

附录 B 城市轨道交通地下结构抗震计算案例

B.1 明（盖）挖车站结构抗震计算案例

一、工程概况

1、结构简况

车站主体结构为三层三跨矩形框架结构，明挖法施工。车站横断面标准段宽 23.5m，结构高 22.25m，底板埋深约 26.15m，顶板覆土约 3.9m，如图 B.1-1 所示。

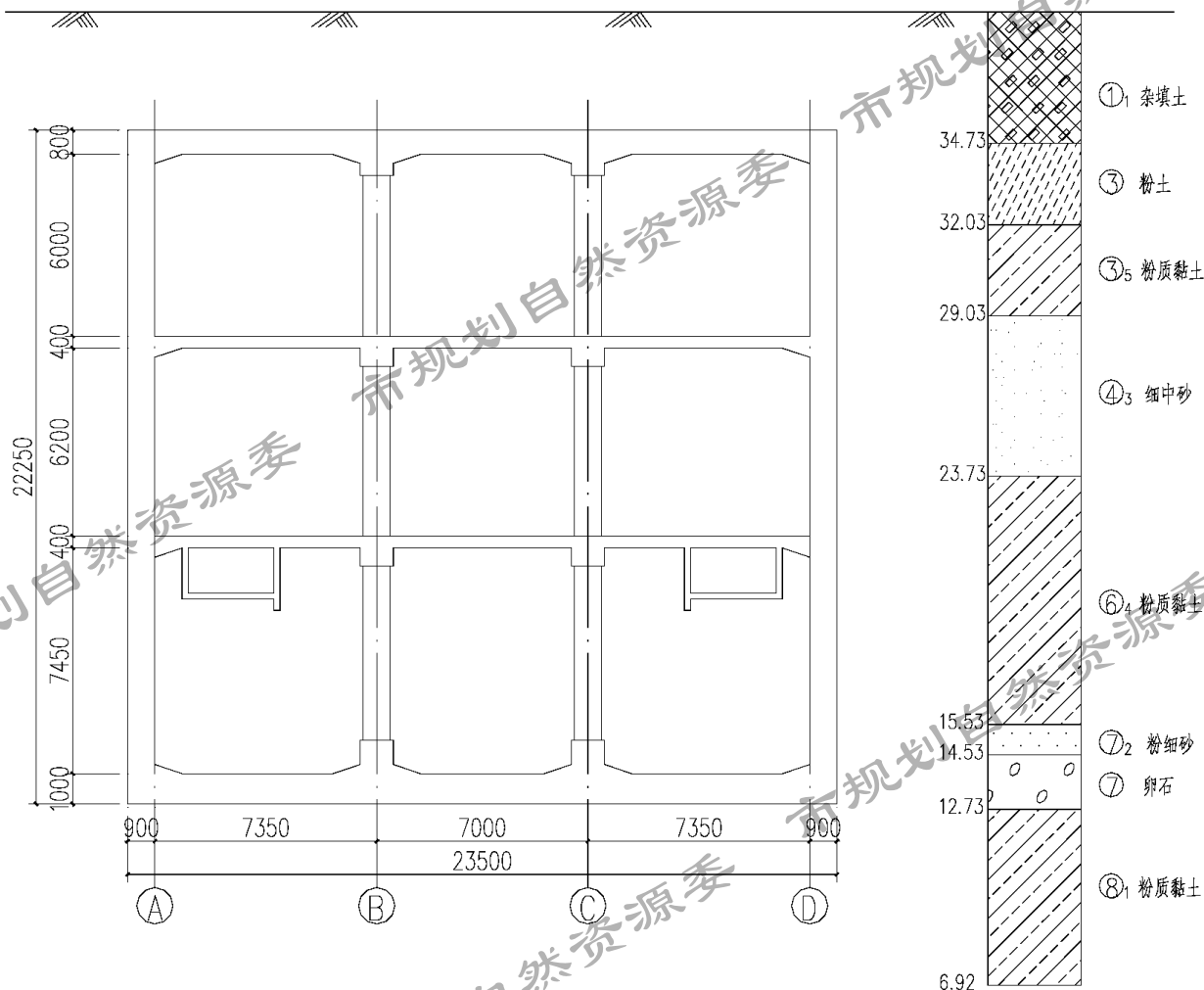


图 B.1-1 车站主体结构标准横剖面图

2、地层条件

根据钻探资料及室内土工试验结果，按地层沉积年代、成因类型，将本工程场地勘探范围内的土层划分为人工堆积层、第四纪全新世冲洪积层、第四纪晚更新世冲洪积层三大类，具体物理力学参数见表 B.1-1。

表 B.1-1 地层的物理力学参数

| 层号 | 岩土名称 | 垂直基床系数 K_v (MPa/m) | 水平基床系数 K_h (MPa/m) | 剪切波速 V_s (m/s) | 动弹性模量 E_d (MPa) | 动泊松比 μ_d | 动剪切模量 G_d (MPa) |
|----------------|------|----------------------|----------------------|------------------|-------------------|--------------|-------------------|
| ① ₁ | 杂填土 | \ | \ | 169.80 | 133.90 | 0.36 | 49.60 |
| ③ | 粉土 | 25.00 | 25.00 | 208.30 | 238.20 | 0.35 | 88.50 |
| ③ ₅ | 粉质黏土 | 33.50 | 31.80 | 235.90 | 293.40 | 0.37 | 107.30 |
| ④ ₃ | 细中砂 | 36.00 | 38.00 | 275.50 | 420.90 | 0.30 | 161.60 |
| ⑥ ₄ | 粉质黏土 | 35.10 | 37.20 | 272.50 | 405.70 | 0.36 | 148.60 |
| ⑦ ₁ | 卵石 | 60.00 | 56.00 | 428.60 | 1047.00 | 0.27 | 413.80 |
| ⑦ ₂ | 粉细砂 | 45.00 | 40.00 | 287.00 | 747.80 | 0.29 | 289.00 |
| ⑧ ₁ | 粉质黏土 | 46.90 | 52.90 | 309.40 | 520.60 | 0.36 | 194.70 |

3、结构计算参数

车站标准段的结构埋深、抗浮水位、场地特性进行统计见表 B.1-2。

表 B.1-2 结构埋深、抗浮水位、场地特性

| 类别 | 数值 |
|---------------------------------|-------|
| 车站顶板埋深 (m) | 3.9 |
| 车站底板埋深 (m) | 26.15 |
| 抗浮水位埋深 (m) | 2.5 |
| 底板以上土体加权容重 (kN/m ³) | 20.00 |
| 底板以上土体加权水平侧压力系数 K_0 | 0.34 |
| 底板处土体垂直基床系数 K_v (MPa/m) | 46.9 |
| 底板以上土体动剪切模量 G_d (MPa) | 170.1 |
| 场地特征周期值 (s) | 0.45 |
| 地震动峰值加速度 (m/s ²) | 0.2g |
| 场地类型 | III |

4、工程材料

顶板、顶梁、底板、底梁、侧墙、端墙、与侧墙及端墙为一体的壁柱和墙柱等外围结构构件：C40，抗渗等级 P10；

中楼板及中纵梁：C40；

框架柱：C50。

5、荷载及组合

(1) 荷载分类

结构设计根据结构类型，根据《地铁设计规范》(GB 50157-2013)，按永久荷载、可变荷载、偶然荷载（地震作用、人防荷载）进行分类，对结构整体或构件可能出现的最不利组合进行计算。在决定荷载的数值时，考虑施工和使用过程中发生的变化。车站结构计算时考虑荷载如表 B.1-3 所示：

表 B.1-3 地下结构荷载分类表

| 荷载类型 | | 荷载名称 |
|------|--------|--------------------------|
| 永久荷载 | | 结构自重 |
| | | 地层压力 |
| | | 结构上部和受影响范围内的设施及建筑物压力 |
| | | 水压力及浮力 |
| | | 混凝土收缩及徐变作用 |
| | | 预加应力 |
| | | 设备荷载 |
| | | 设备基础、建筑做法、建筑隔墙等引起的结构附加荷载 |
| | | 地基下沉影响力 |
| 可变荷载 | 基本可变荷载 | 地面车辆荷载及其冲击力 |
| | | 地面车辆荷载引起的侧向土压力 |
| | | 地铁车辆荷载及其冲击力 |
| | | 人群荷载 |
| | 其他可变荷载 | 温度变化影响力 |
| 偶然荷载 | | 施工荷载 |
| | | 地震荷载 |
| | | 人防荷载 |

(2) 正常使用阶段荷载

1) 结构自重：结构自身重量产生的沿构件轴线分布的竖向荷载。

2) 地层压力：

竖向压力：按计算截面以上全部土柱重量考虑。

水平压力：施工期间支护结构的外土压力按朗金公式的主动土压力（盖挖法取静止土压力）计算。使用阶段结构承受的水平力按静止土压力计算。设计采用的侧向水、土压力，对于粘性土地层采用水土合算，对于砂性土地层采用水土分算的办法。计算中应计及地面荷载和邻近建筑物以及施工机械等引起的附加水平侧压力。

3) 水压力：作用于顶板的水压力等于作用在其顶点的静水压力值，作用于底板底的水压力等于作用在最低点的静水压力值。垂直方向的水压力取为均布荷载。水平方向的水压力取为梯形（或三角形）分布荷载，其值等于静水压力。

4) 侧向地层抗力和地基反力：采用弹簧进行模拟。

5) 人群荷载：站台、站厅、楼梯、车站管理用房等部位的人群荷载按 4.0kPa 计算。

6) 设备荷载：设备用房的计算荷载，一般按 8.0kPa 进行计算，大于 8.0kPa 的应根据设备的实际重量、动力影响、安装运输路径等确定其大小和范围。对于自动扶梯等需要吊装的设备荷载，在结构计算时还应考虑设备起吊点所设置的位置及起吊点的荷载值。另外尚应满足消防荷载要求。

7) 施工荷载：结构设计中应考虑各种施工荷载可能发生的组合，按 10 kPa 计算。

8) 地面超载：一般可按 20kPa 计算。对于覆土厚度特别小的地下结构，按汽超 -20 计算，挂 -100

验算，并考虑冲击系数。

(3) 地震动作用

地震动参数依据《中国地震动参数区划图》及《工程场地地震安全性评价报告》取值，具体内容详见后续“结构的地震反应计算”中抗震设计参数内容。

(4) 荷载组合

在确定荷载的数值时，应考虑施工期间和使用年限内预期可能发生的变化进行最不利荷载组合，荷载组合及不同组合工况下的荷载分项系数应按表 B.1-4 取值。

表 B.1-4 主要荷载组合

| 荷载组合 | 验算工况 | 永久荷载 | 可变荷载 | 偶然荷载 | |
|--------------------|----------|------------|------|------|------|
| | | | | 地震荷载 | 人防荷载 |
| 永久荷载 + 可变荷载 | 构件强度验算 | 1.35 (1.0) | 1.4 | | |
| | 构件裂缝宽度验算 | 1.0 | 0.8 | | |
| | 构件变形验算 | 1.0 | 0.8 | | |
| 永久荷载 + 可变荷载 + 地震荷载 | 构件强度验算 | 1.2 (1.0) | 0.6 | 1.3 | |
| 永久荷载 + 人防荷载 | 构件强度验算 | 1.2 (1.0) | | | 1.0 |

注：括号内的数字用于该荷载对结构作用有利时的分项系数取值。

二、正常使用阶段内力计算

1 工况选取及计算简图

结构计算工况应根据结构在实际使用中可能出现的各种不利作用，综合分析后确定。本站施工阶段采用降水施工，经综合分析后，取施工阶段无水工况、正常使用阶段低水位工况及高水位（抗浮水位）工况进行分析计算。对以上三种工况，分别按承载能力极限状态和正常使用极限状态分别进行荷载组合。其中承载能力极限状态采用基本组合，正常使用极限状态采用准永久组合。各工况计算简图分别绘制如图 B.1-2 及图 B.2-3：

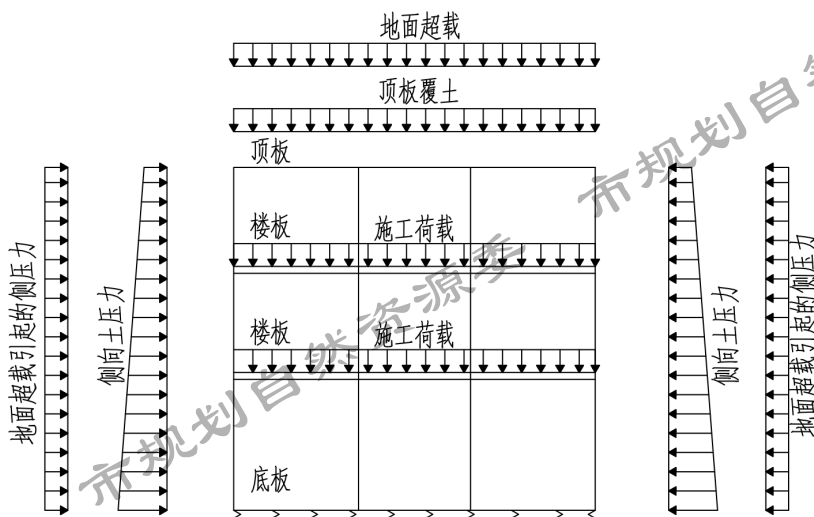


图 B.1-2 施工阶段无水工况结构计算模型

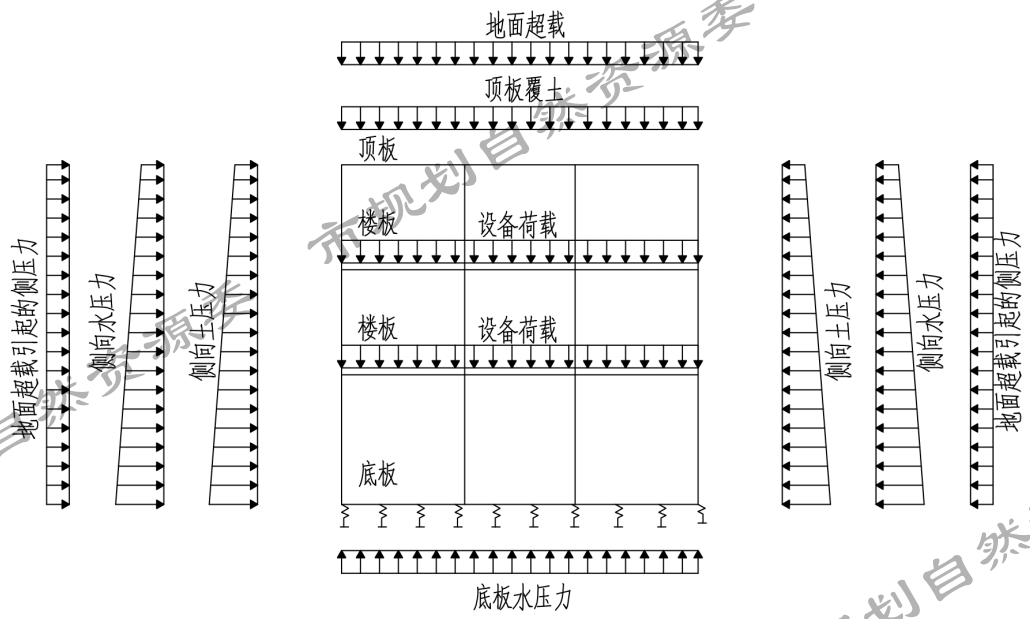


图 B.1-3 正常使用阶段（含低水位及高水位工况）结构计算模型

2 施工阶段无水工况内力设计值

(1) 承载能力极限状态

承载能力极限状态，按照荷载效应的基本组合进行计算。

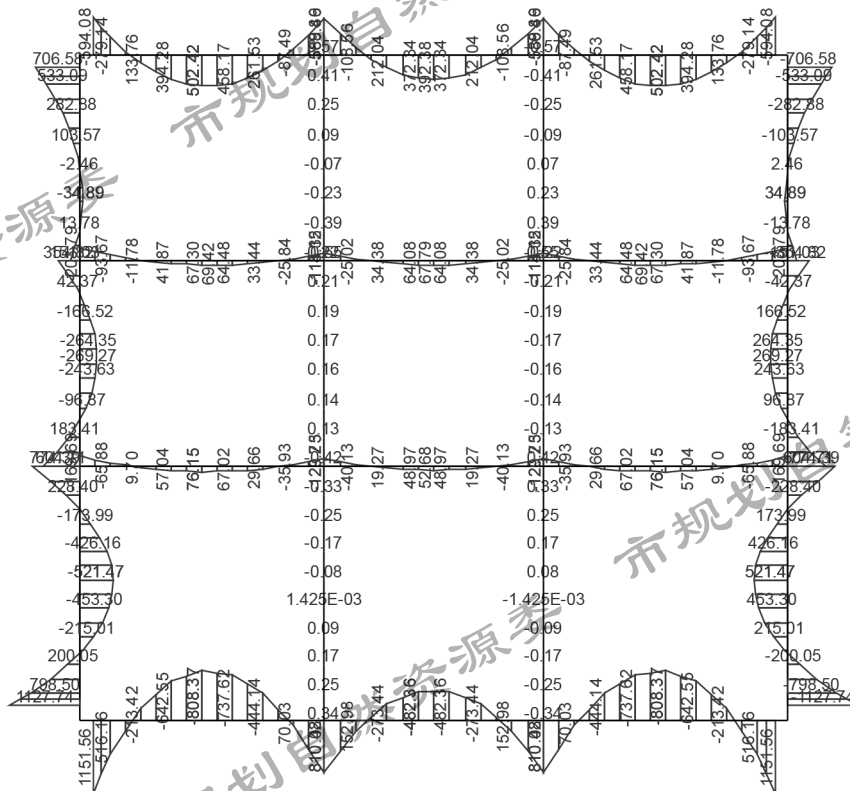


图 B.1-4 弯矩图（单位：kN·m）

正常使用极限状态，按照荷载效应的准永久组合进行计算：

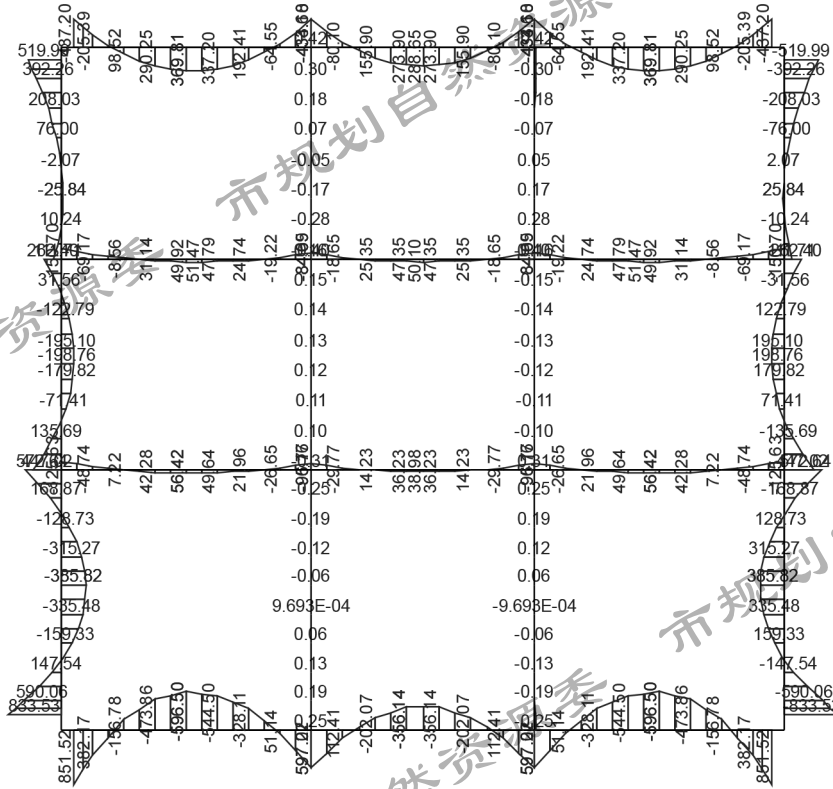


图 B.1-7 弯矩图 (单位: $\text{kN}\cdot\text{m}$)

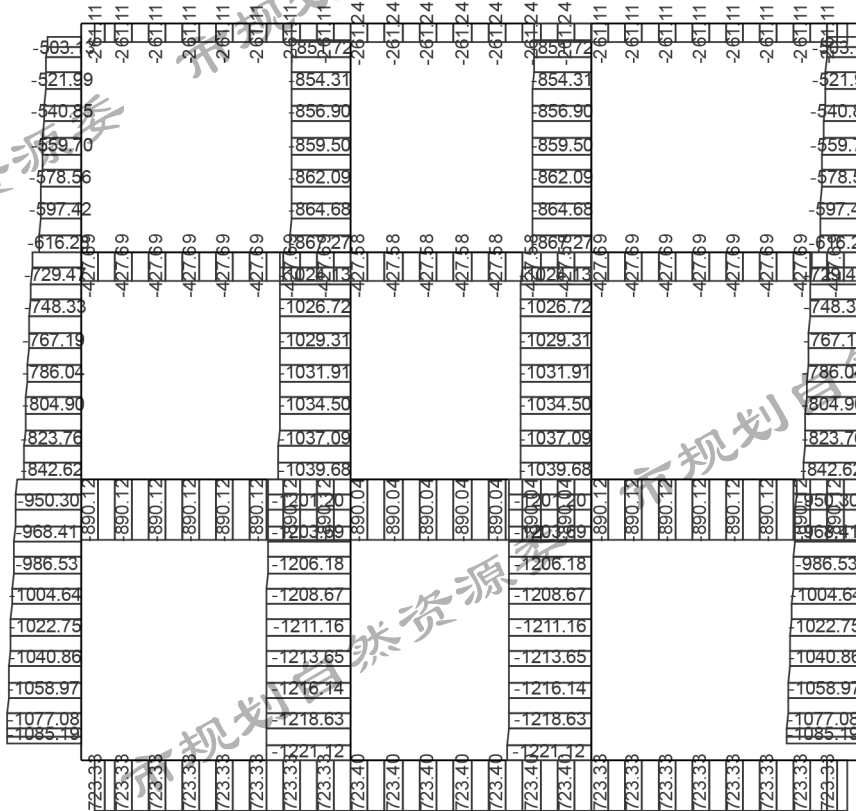


图 B.1-8 轴力图 (单位: kN)

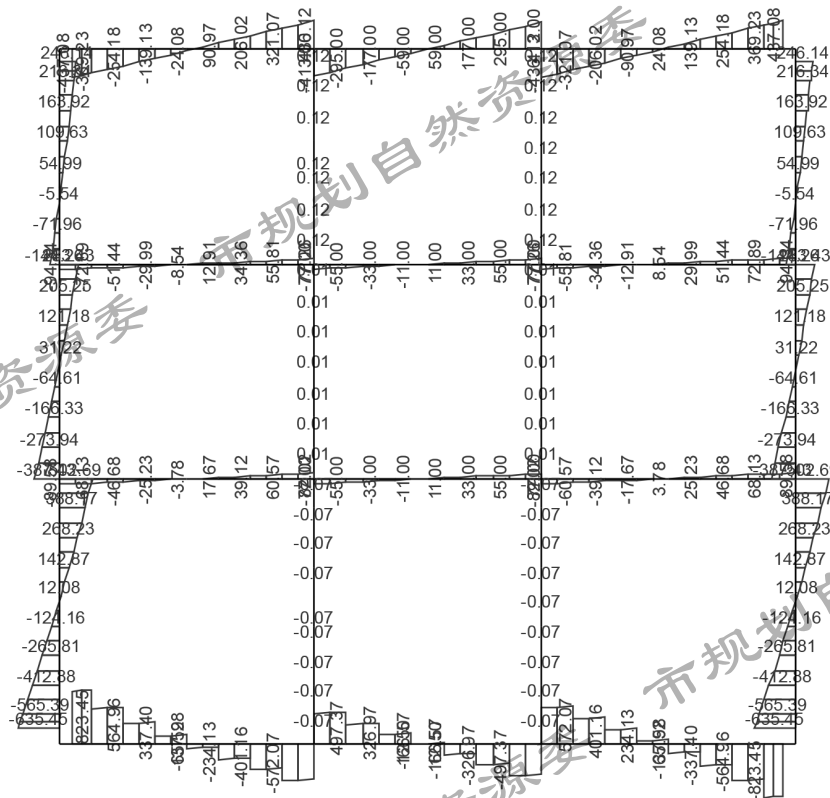


图 B.1-9 剪力图 (单位 : kN)

3 正常使用阶段低水位工况内力图设计值

(1) 承载能力极限状态

承载能力极限状态，按照荷载效应的基本组合进行计算：

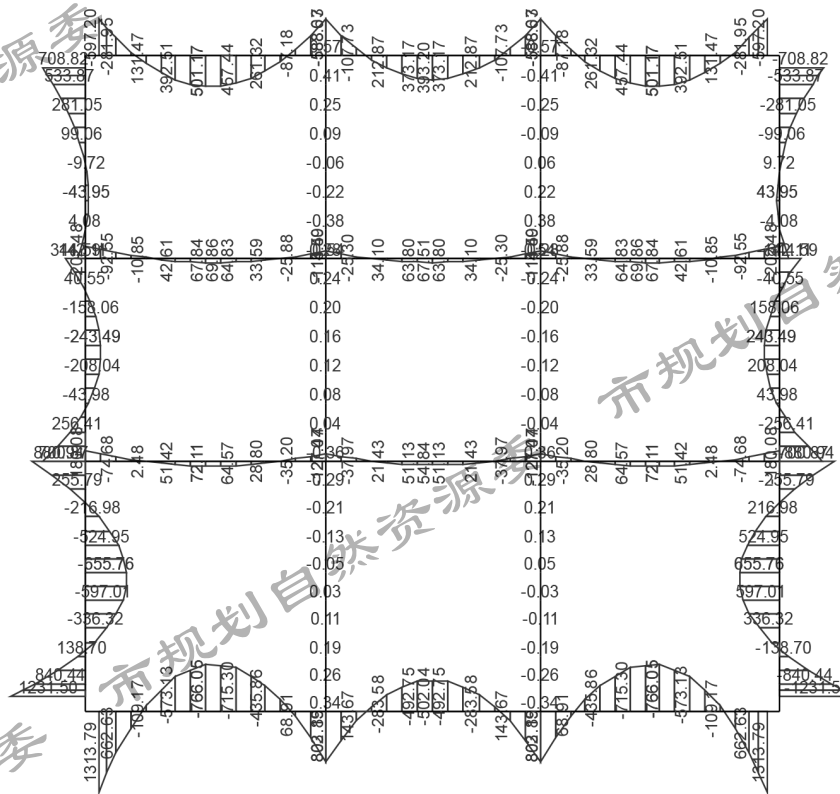


图 B.1-10 弯矩图 (单位 : kN·m)

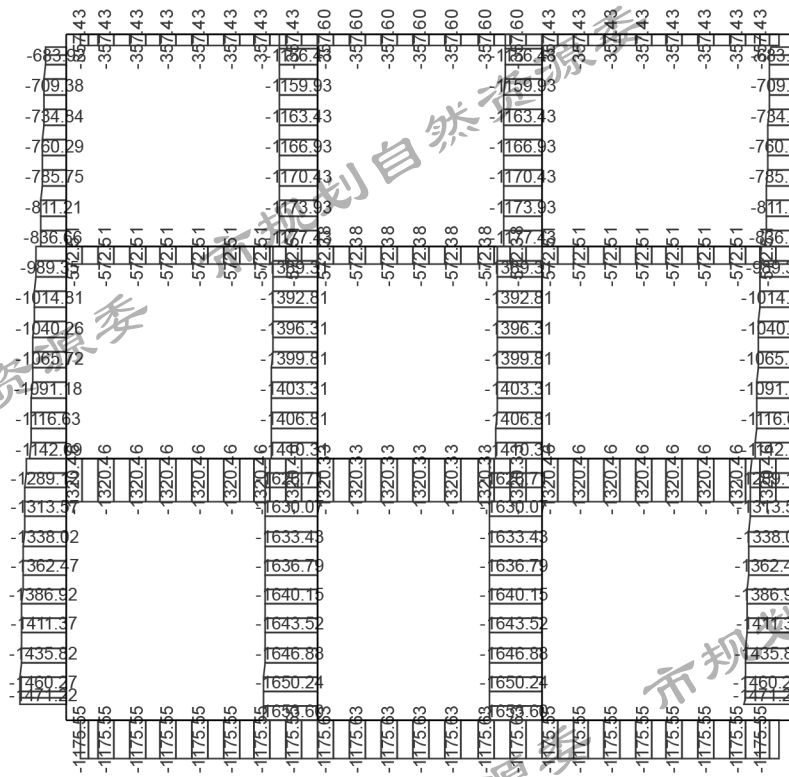


图 B.1-11 轴力图 (单位: kN)

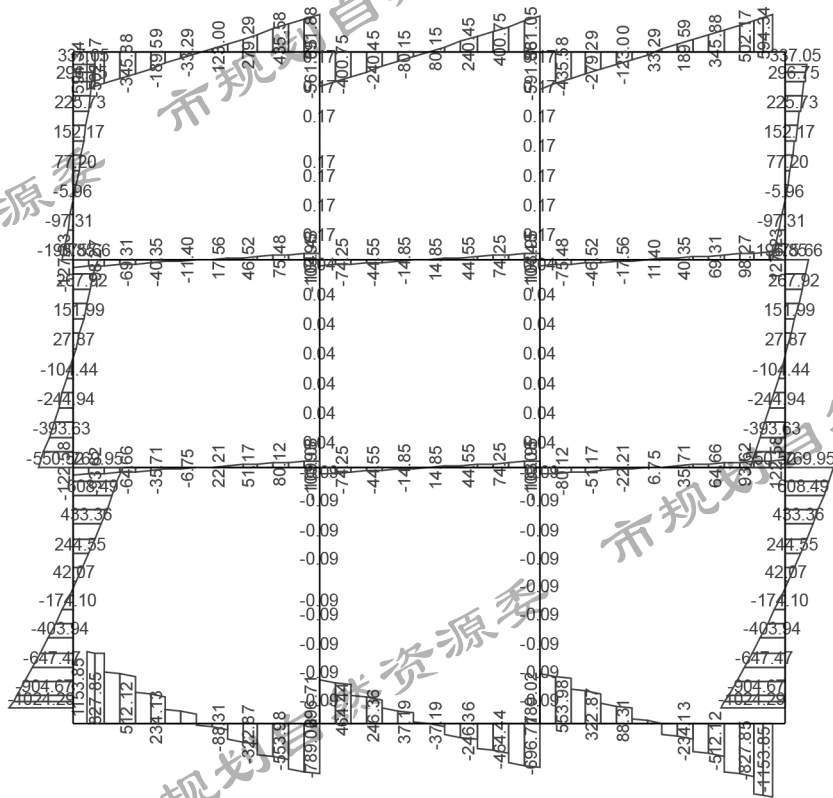


图 B.1-12 剪力图 (单位: kN)

(2) 正常使用极限状态

正常使用极限状态, 按照荷载效应的准永久组合进行计算:

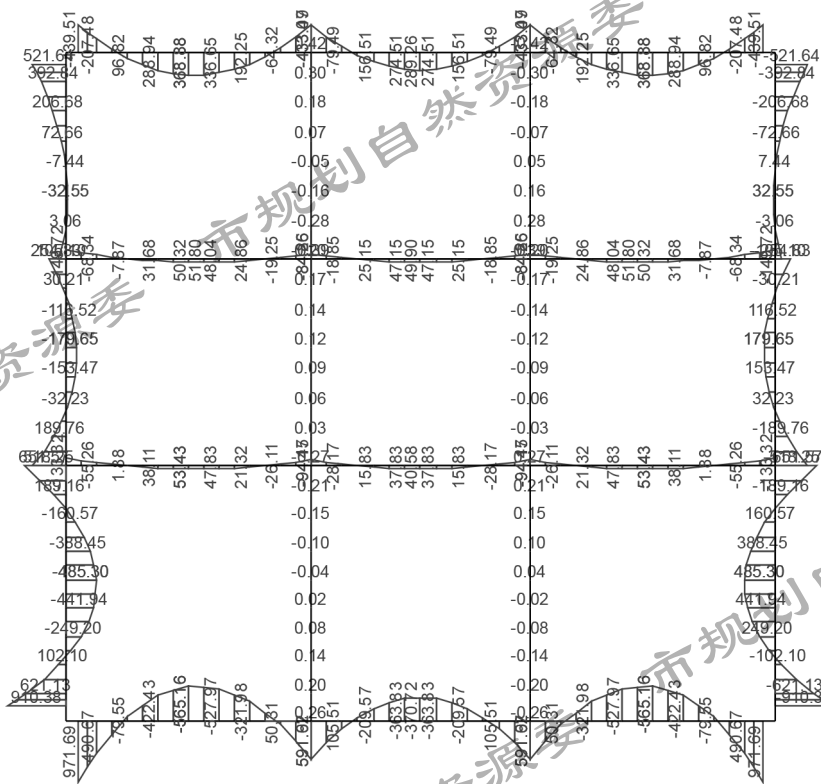


图 B.1-13 弯矩图 (单位: kN·m)

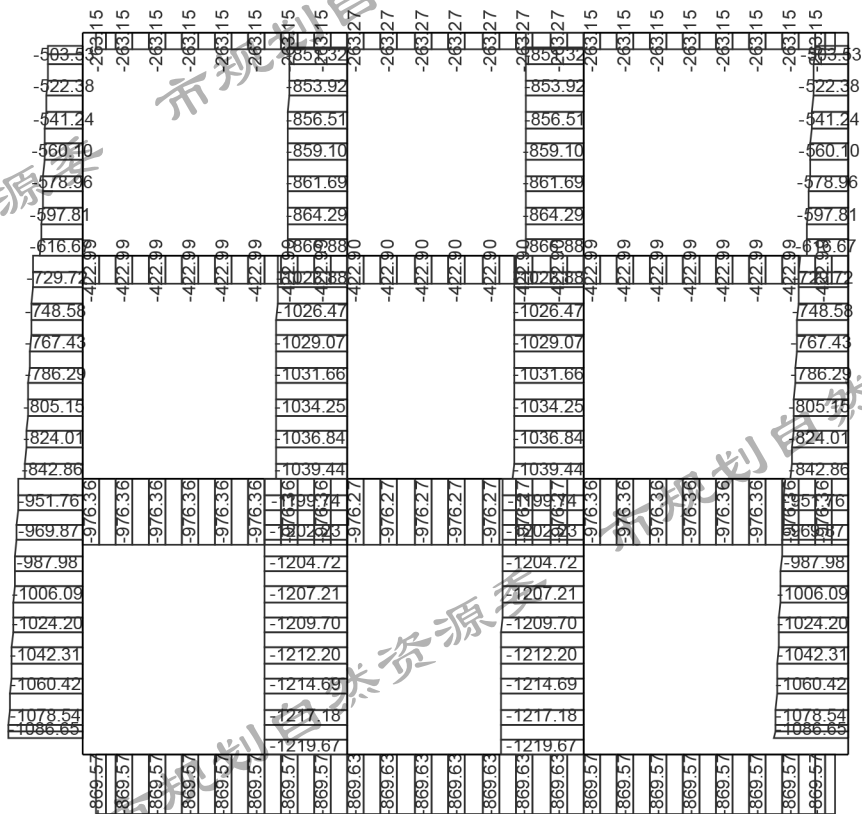


图 B.1-14 轴力图 (单位: kN)

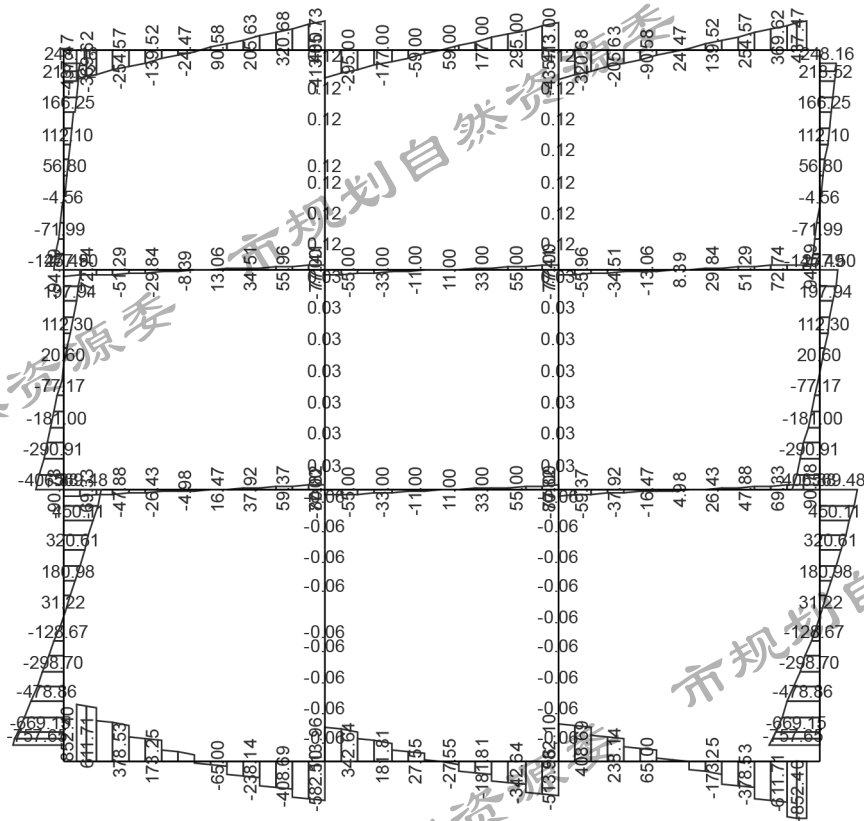


图 B.1-15 剪力图 (单位: kN)

4 正常使用阶段高水位工况内力设计值

(1) 承载能力极限状态

承载能力极限状态, 按照荷载效应的基本组合进行计算:

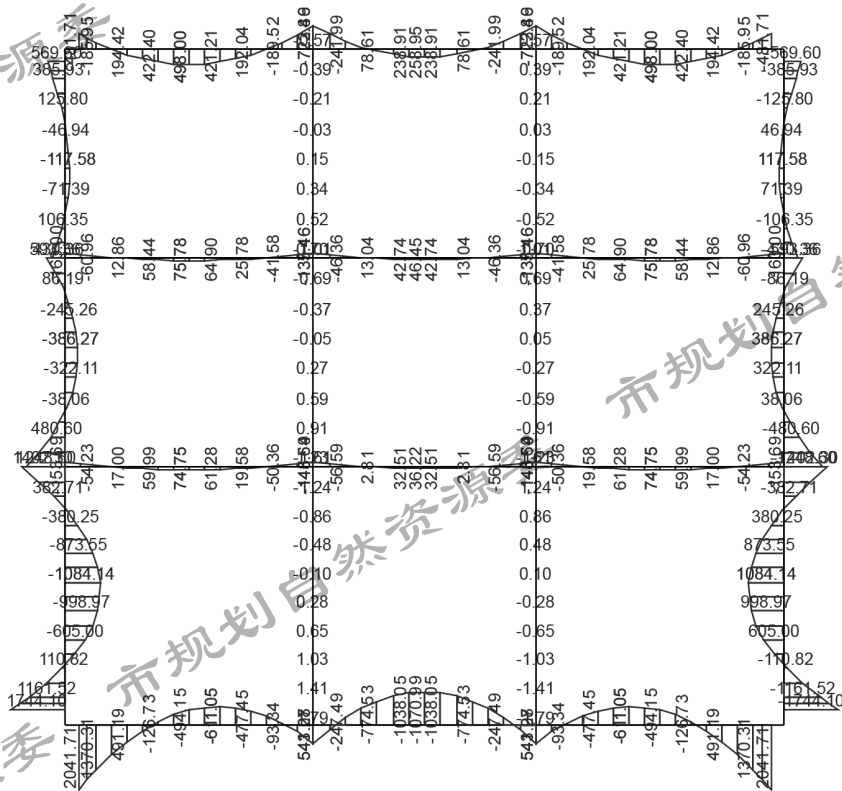


图 B.1-16 弯矩图 (单位: kN·m)

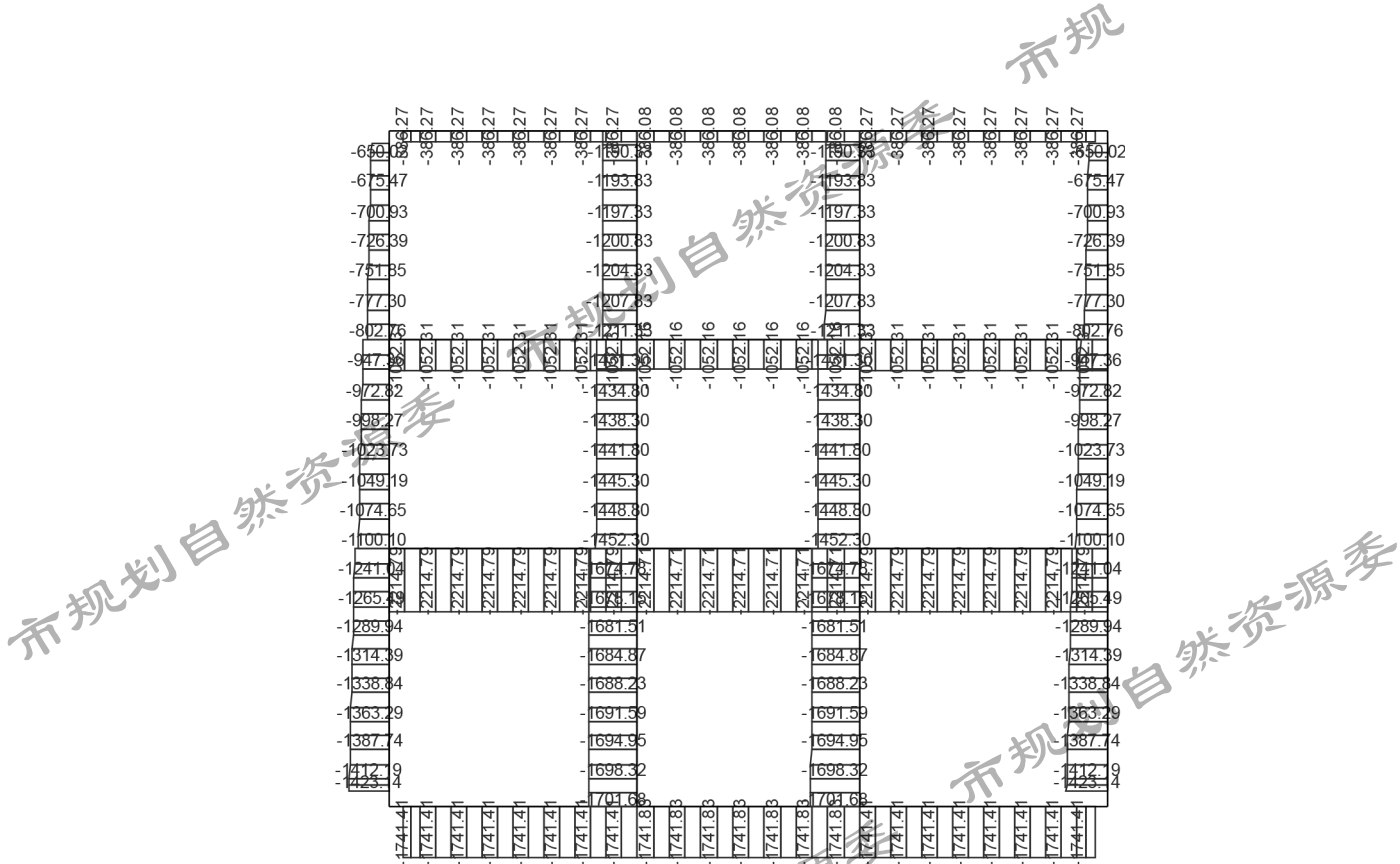


图 B.1-17 轴力图 (单位: kN)

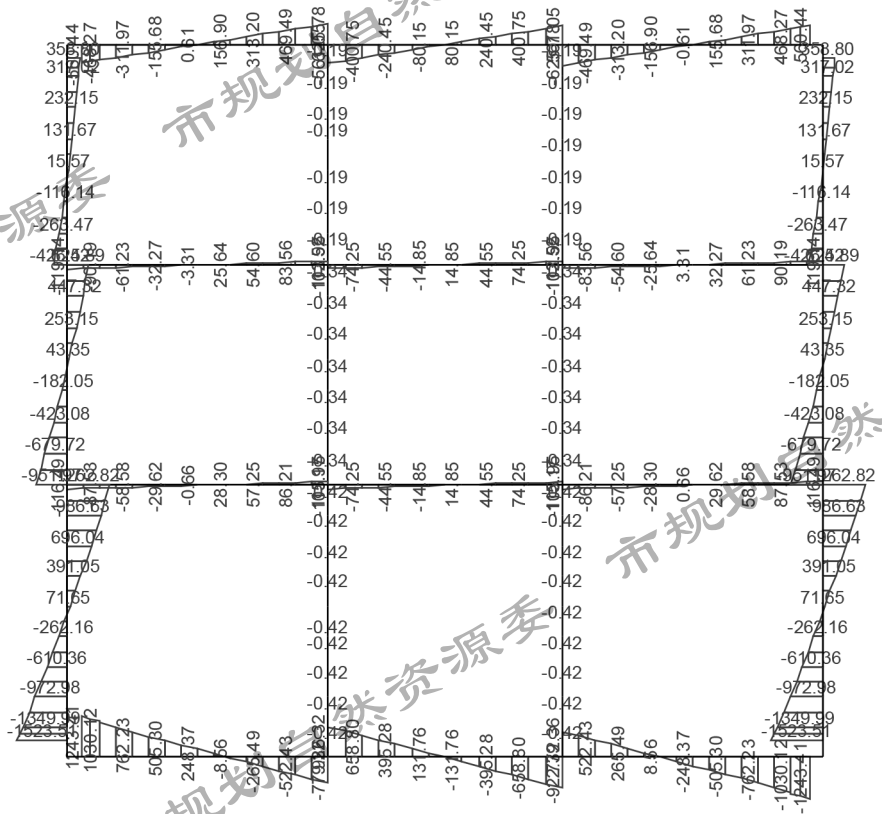


图 B.1-18 剪力图 (单位: kN)

(2) 正常使用极限状态
 正常使用极限状态, 按照荷载效应的准永久组合进行计算:

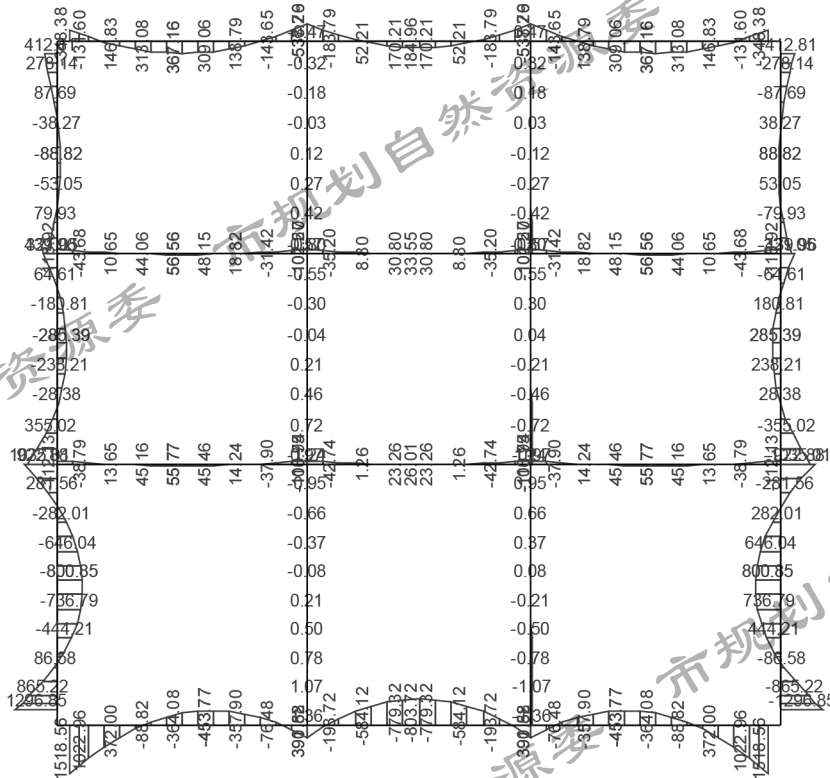


图 B.1-19 弯矩图 (单位: kN·m)

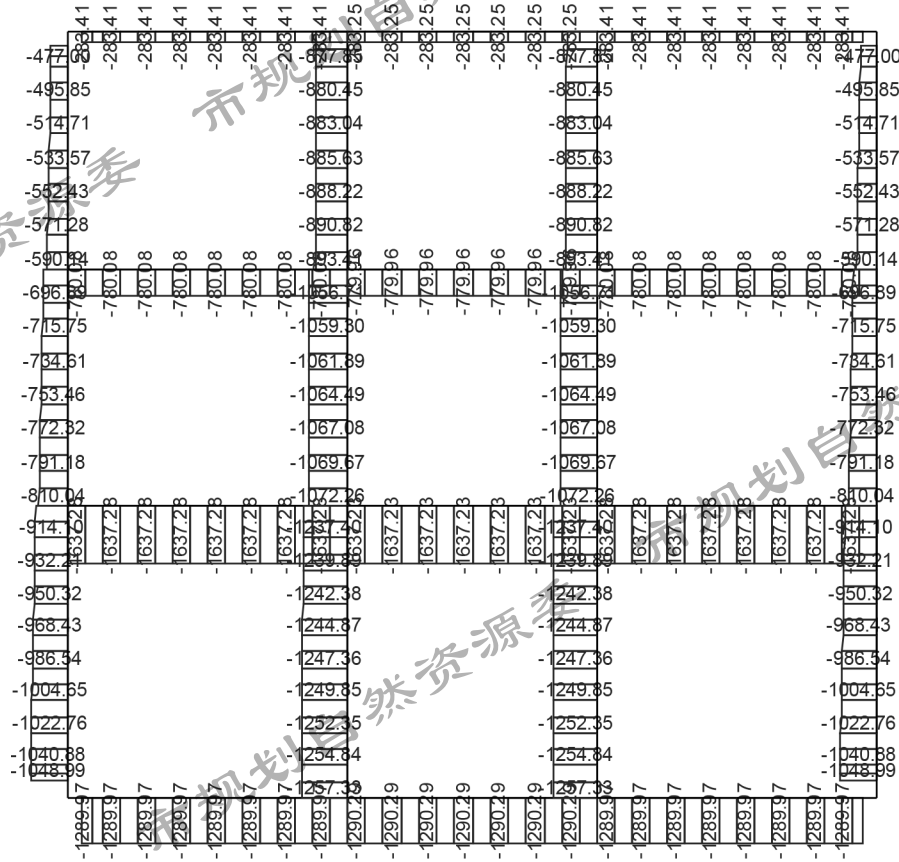


图 B.1-20 轴力图 (单位: kN)

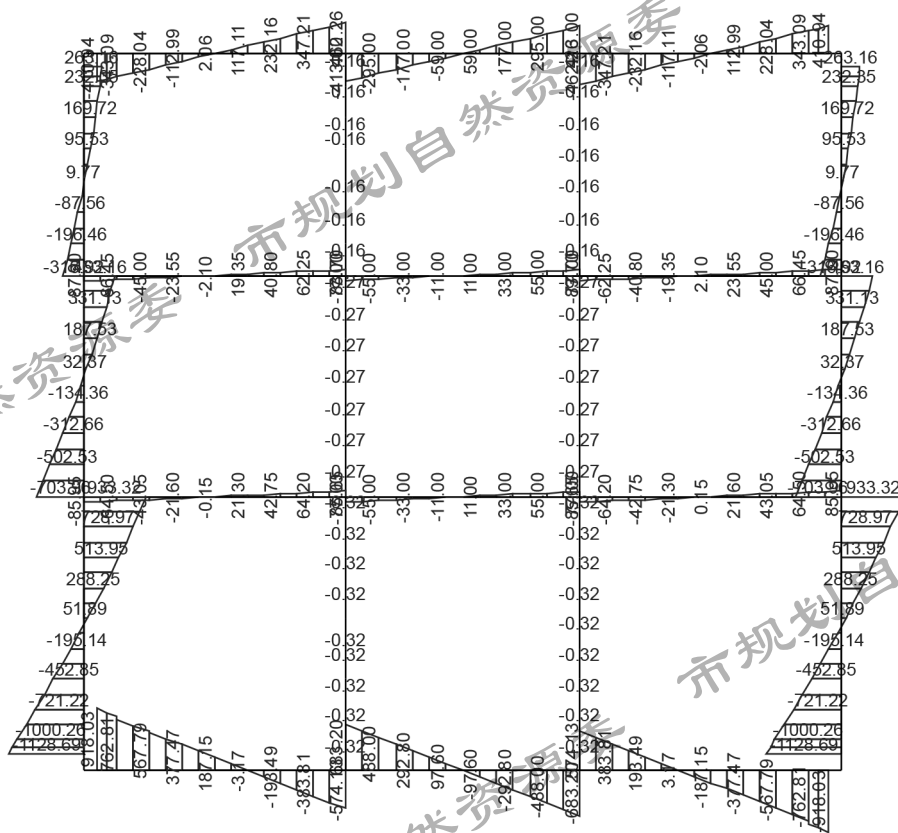


图 B.1-21 剪力图 (单位 : kN)

三、结构的地震反应计算

1. 概述

车站主体结构属于重点设防类，结构抗震性能要求为 I，E2 地震作用下计算方法可采用反应位移法、反应加速度法或弹性时程分析法。在本算例中，采用反应位移法进行计算，计算软件采用 SAP2000。E3 地震作用推荐采用时程分析，对于时程分析的有关内容本算例不体现。

2. 抗震设计参数

地震作用基本参数应按现行国家标准《中国地震动参数区划图》(GB18306-2015)规定的本地区抗震设防要求确定，对进行过工程场地地震安全性评价的，应采用经国务院地震工作主管部门批准的建设工程的抗震设防要求确定，但不应低于本地区抗震设防要求确定的地震作用。

根据《中国地震动参数区划图》和《城市轨道交通结构抗震设计规范》(GB50909-2014)中的有关要求，拟建场地位于抗震设防烈度 8 度区内，地震动峰值加速度值为 0.20g。本场地类别为 III 类，北京反应谱特征周期分区为 0.35s 区，设计地震动加速度反应谱特征周期取为 0.45s。

3. 地震动设计计算简图

反应位移法采用荷载 - 结构模型，进行地下车站结构横向地震反应计算，计算简图如图 B.1-22 所示：

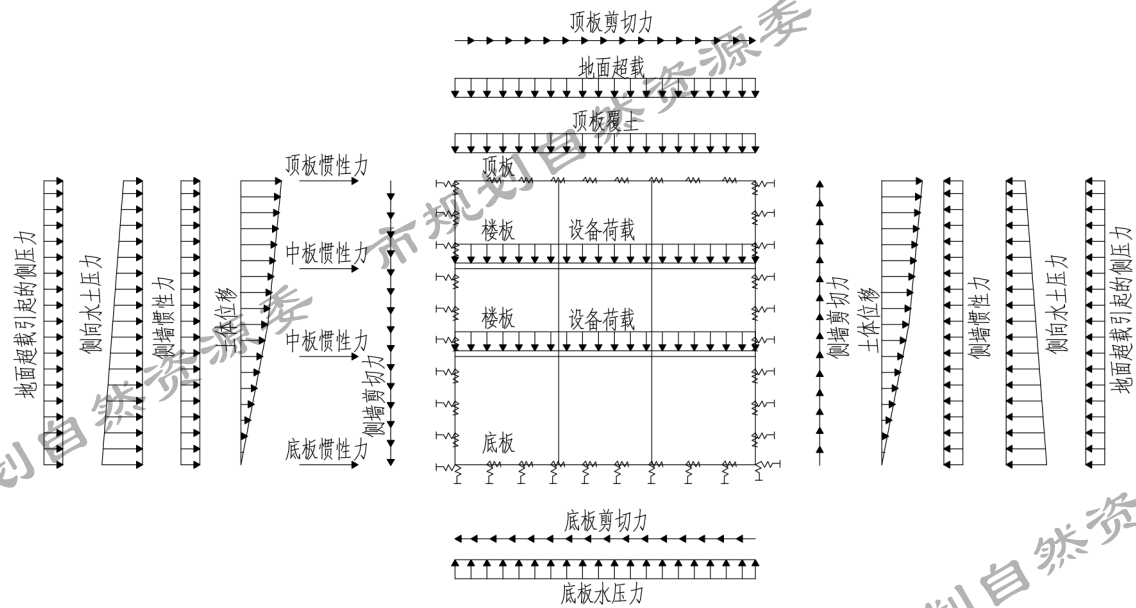


图 B.1-22 车站结构标准剖面反应位移法计算简图

4. 地基弹簧刚度取值

根据《城市轨道交通结构抗震设计规范》(GB 50909-2014) 6.6.2 规定, 地基弹簧刚度可按下式计算:

$$k = KLd$$

式中:

- k —— 压缩地基弹簧刚度 (N/m);
- K —— 基床系数 (N/m³);
- L —— 垂直于结构横向的计算长度 (m);
- d —— 土层沿隧道与地下车站纵向的计算长度 (m)。

地基剪切弹簧刚度可按下式计算:

$$k_s = \frac{1}{3} k$$

式中:

- k_s —— 剪切地基弹簧刚度 (N/m)。

基床系数按地勘提供取值, L 按计算模型中杆件实际长度取值, d 按 1m 取值。

5. 弹性支座点位移计算

根据《城市轨道交通结构抗震设计规范》(GB 50909-2014), 地震时深度 z 处土层的水平位移:

$$U(z) = \frac{1}{2} u_{\max} \cos \frac{\pi z}{2H}$$

$U(z)$ —— 地震时深度 z 处土层的水平位移 (m);

z —— 埋深 (m);

u_{\max} —— 场地地表最大位移;

H —— 地面至地震作用基准面的距离 (m)。

表 B.1-5 II 类场地设计地震动峰值位移 $u_{\max}(m)$

| 地震动峰值加速度分区 (g) | 0.05 | 0.10 | 0.15 | 0.20 | 0.30 | 0.40 |
|----------------|------|------|------|------|------|------|
| E1 地震作用 | 0.02 | 0.04 | 0.05 | 0.07 | 0.10 | 0.14 |
| E2 地震作用 | 0.03 | 0.07 | 0.10 | 0.13 | 0.20 | 0.27 |
| E3 地震作用 | 0.08 | 0.15 | 0.21 | 0.27 | 0.35 | 0.41 |

表 B.1-6 场地地震动峰值位移调整系数 Γ_u

| 场地类别 | 设计地震动峰值位移 (m) | | | | | |
|------|---------------|------|------|------|------|-------------|
| | ≤ 0.03 | 0.07 | 0.10 | 0.13 | 0.20 | ≥ 0.27 |
| I0 | 0.75 | 0.75 | 0.80 | 0.85 | 0.90 | 1.00 |
| II | 0.75 | 0.75 | 0.80 | 0.85 | 0.90 | 1.00 |
| III | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| III | 1.20 | 1.20 | 1.25 | 1.40 | 1.40 | 1.40 |

根据《城市轨道交通结构抗震设计规范》及北京市抗震设防烈度要求由表可知，在 III 类场地地下，考虑 E2 地震作用，地震动峰值位移为 0.13，由表 B.1-6 可知，调整系数为 1.4，所以 u_{max} 取 0.182m。

根据《城市轨道交通结构抗震设计规范》(GB 50909-2014) 6.1.3-4 中规定：对埋置于地层中的隧道和地下车站结构，设计地震作用基准面宜取在隧道和地下车站结构以下剪切波速大于或等于 500m/s 岩土层位置。对覆盖土层厚度小于 70m 的场地，设计地震作用基准面到结构的距离不宜小于结构有效高度的 2 倍；对覆盖土层厚度大于 70m 的场地，宜取在场地覆盖土层 70m 深度的土层位置。车站主体覆土厚度 3.9m，结构高度为 22.25m，地震作用的基准面距地面距离不应小于 $H > 3.9 + 22.25 + 22.25 \times 2 = 70.65m$ ，取 $H = 70m$ 。

取结构底板位移为零，其划分单元后弹簧支座点施加的支座位移及相对位移如表 B.1-7 所示。

表 B.1-7 地震各弹簧支座点施加的相对位移 (m)

| 节点号 | 埋深 | 水平位移 | 位移差 | 节点号 | 埋深 | 水平位移 | 位移差 |
|-----|-------|----------|----------|-----|-------|----------|----------|
| 1 | 4.30 | 0.090577 | 0.014785 | 13 | 15.62 | 0.085476 | 0.009684 |
| 2 | 5.24 | 0.090372 | 0.01458 | 14 | 16.56 | 0.084797 | 0.009005 |
| 3 | 6.19 | 0.090126 | 0.014334 | 15 | 17.50 | 0.08408 | 0.008288 |
| 4 | 7.13 | 0.089839 | 0.014047 | 16 | 18.41 | 0.083356 | 0.007564 |
| 5 | 8.07 | 0.089513 | 0.013721 | 17 | 19.31 | 0.082597 | 0.006805 |
| 6 | 9.02 | 0.089146 | 0.013354 | 18 | 20.22 | 0.081805 | 0.006013 |
| 7 | 9.96 | 0.08874 | 0.012948 | 19 | 21.12 | 0.080978 | 0.005186 |
| 8 | 10.90 | 0.088294 | 0.012502 | 20 | 22.03 | 0.080118 | 0.004326 |
| 9 | 11.84 | 0.087809 | 0.012017 | 21 | 22.93 | 0.079226 | 0.003434 |
| 10 | 12.79 | 0.087284 | 0.011492 | 22 | 23.84 | 0.0783 | 0.002508 |
| 11 | 13.73 | 0.08672 | 0.010928 | 23 | 24.74 | 0.077342 | 0.00155 |
| 12 | 14.67 | 0.086117 | 0.010325 | 24 | 25.65 | 0.076352 | 0.00056 |

6. 结构与周围土层间的剪切力计算

结构与周围土层间的剪切力，通过土层位移微分确定土层应变，最终通过剪应变及土层动剪切模量确定土层剪力。

$$\gamma_{xz} = \frac{\partial u(z)}{\partial z} = -\frac{\pi}{2H} \frac{1}{2} u_{max} \sin \frac{\pi z}{2H}$$

$$\tau = kG_{max} \gamma_{xz}$$

G_{max} ——主体的最大动剪切模量；

u_{max} ——基本设计地震动峰值位移；

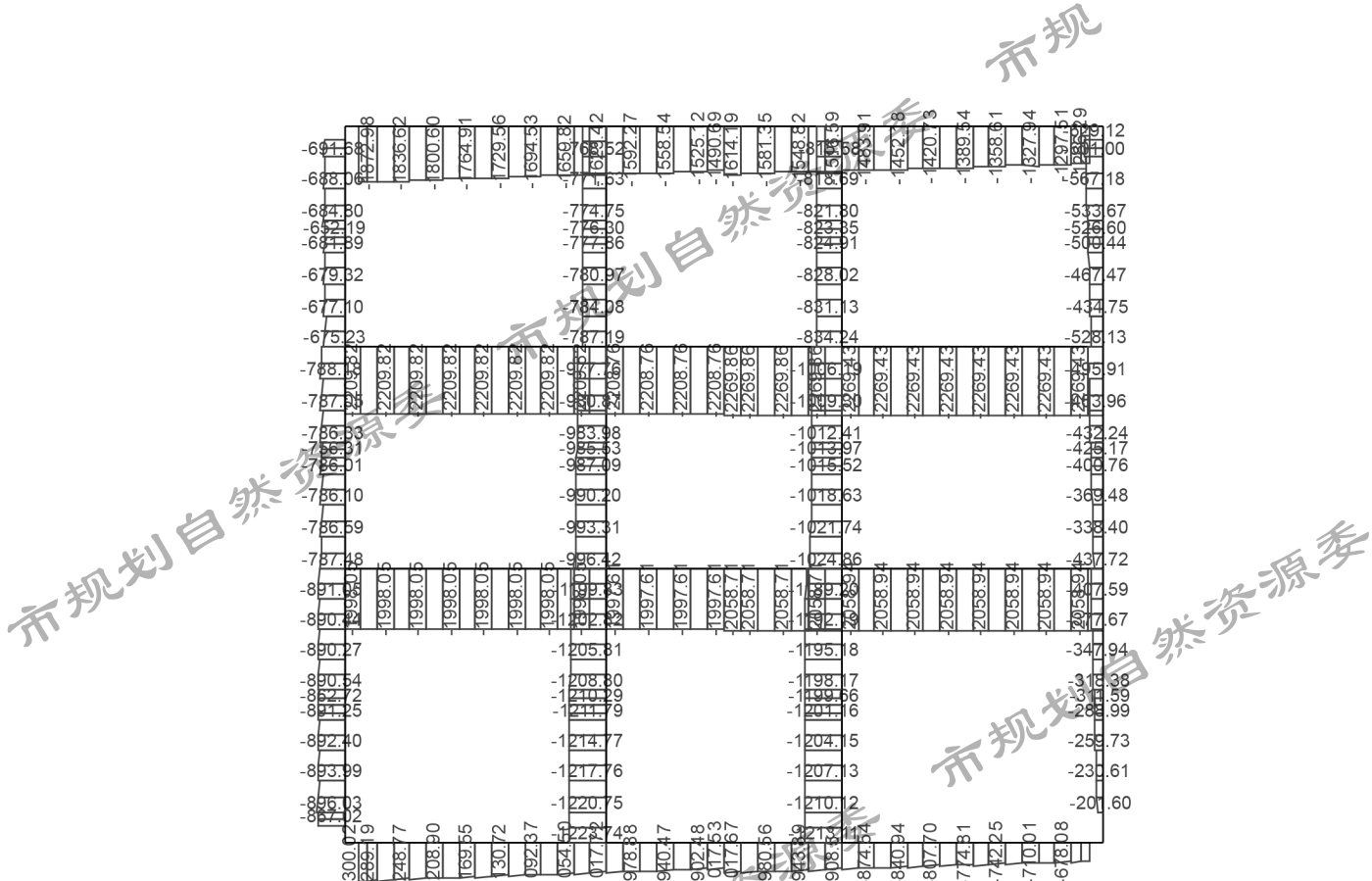


图 B.1-24 轴力图 (单位: kN)

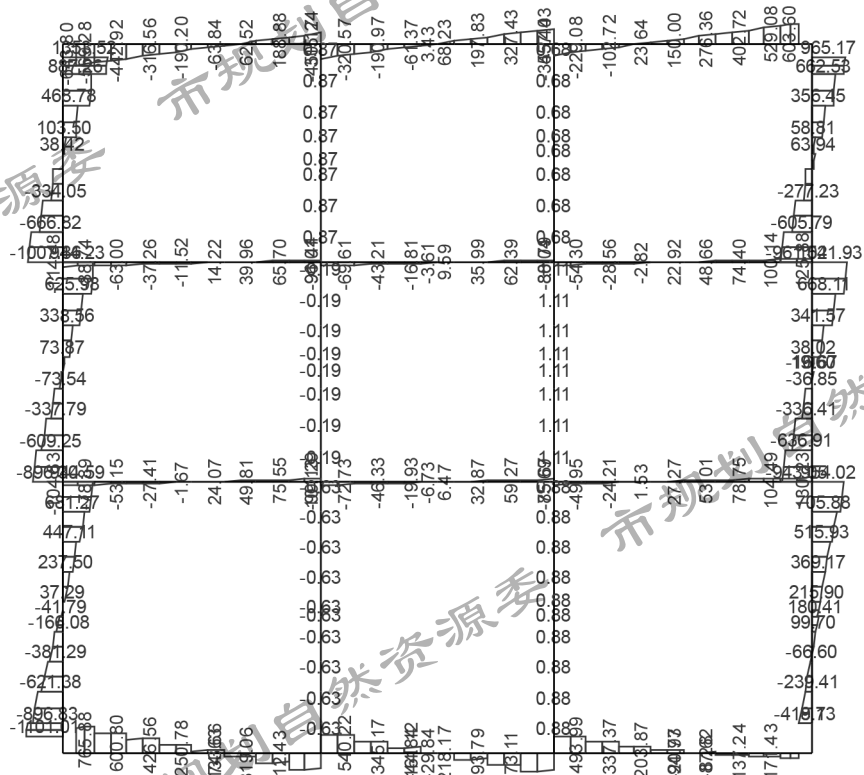


图 B.1-25 剪力图 (单位: kN)

(2) 高水位地震工况内力图设计值
按照荷载效应的地震组合进行计算:

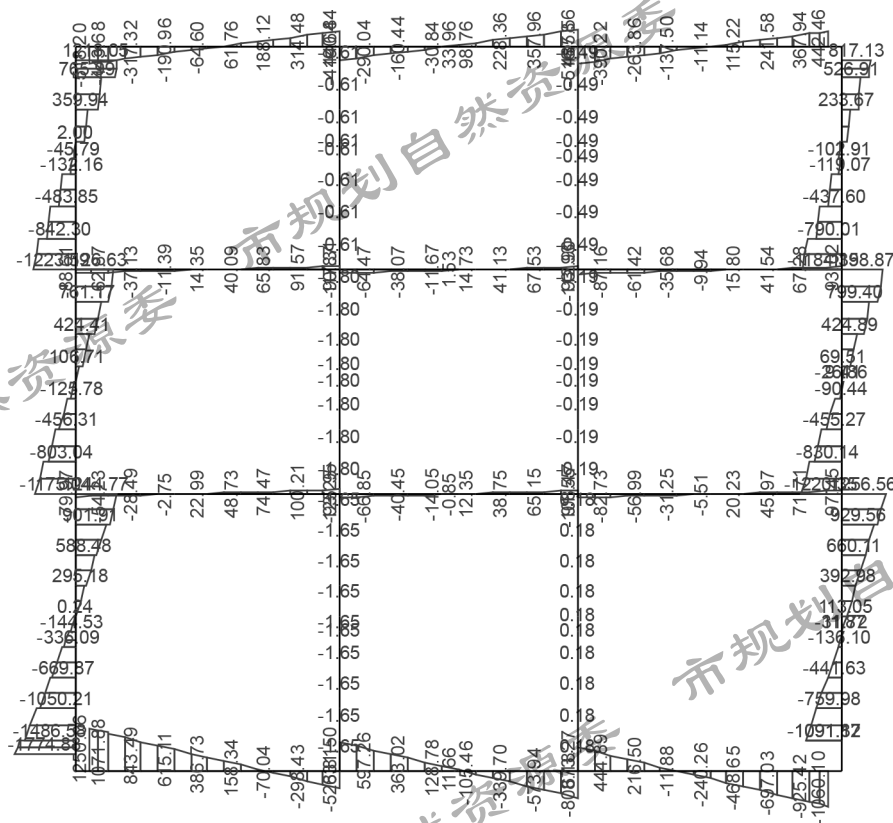


图 B.1-28 剪力图 (单位: kN)

四、计算结果分析

1. 计算原则

(1) 按照荷载效应的基本组合或偶然组合进行承载力极限状态计算, 荷载效应的基本组合时结构的重要性系数取 1.1, 荷载效应的偶然组合时结构的重要性系数取 1.0。

(2) 裂缝宽度验算采用准永久组合。

(3) 结构的顶板按弯、剪构件进行配筋设计, 侧墙、底板、中楼板、柱按压、弯、剪构件进行设计, 梁按弯、剪构件进行配筋设计。

(4) 结构配筋取各工况计算结果进行包络设计。

(5) 根据《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010) 第 5.4.2 节, 结构构件的截面抗震验算采用以下表达式:

$$S \leq R/\gamma_{RE}$$

S ——荷载效应组合的设计值, 包括组合的弯矩、轴向力和剪力设计值;

R ——结构构件承载力设计值;

γ_{RE} ——结构构件承载力抗震调整系数。

γ_{RE} 按《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010) 表 5.4.2 选取, 其中梁 $\gamma_{RE}=0.75$; 轴压比小于 0.15 的柱 $\gamma_{RE}=0.75$, 轴压比大于 0.15 的柱 $\gamma_{RE}=0.80$; 板、墙 $\gamma_{RE}=0.85$ 。

2. 结构板墙计算分析

| 工况组合 | | | 施工工况 | | 常水位工况 | | 抗浮工况 | | 地震 无水 工况 | 地震 抗浮 工况 | 配筋计算 | | 地震 是否控 制配筋 |
|-------------------|-----------------|-------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------------|----------------|------------------|------------------|------------------|
| | | | 基本 组合 | 标准 组合 | 基本 组合 | 标准 组合 | 基本 组合 | 标准 组合 | | | 计算 配筋 | 实际 配筋 | |
| 截面位置 | | | | | | | | | | | | | |
| 顶板 (800 mm) | 边跨与 侧墙支 座 | M | -594 | -437 | -597 | -439 | -482 | -348 | -1379 | -834 | 3617 | 28@150 | 是 |
| | | N | -355 | -261 | -357 | -263 | -386 | -283 | -1873 | -1744 | | | |
| | | V | -594 | -437 | -594 | -437 | -560 | -411 | -643 | -518 | | | |
| | 边跨跨 中 | M | 502 | 370 | 501 | 368 | 498 | 367 | 298 | 243 | 2163 | 22@150 | 否 |
| | | N | -355 | -261 | -357 | -263 | -386 | -283 | -1390 | -1255 | | | |
| | | V | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | |
| | 中柱支 座 | M | -589 | -436 | -589 | -433 | -723 | -538 | -219 | -786 | 4254 | 28@150 | 否 |
| | | N | -355 | -261 | -357 | -263 | -386 | -283 | -1625 | -1383 | | | |
| | | V | 592 | 436 | 592 | 436 | 626 | 462 | 450 | -517 | | | |
| | 中跨跨 中 | M | 392 | 289 | 393 | 289 | 259 | 185 | 616 | 129 | 1891 | 22@150 | 否 |
| | | N | -355 | -261 | -357 | -263 | -386 | -283 | -1491 | -1358 | | | |
| | | V | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | |
| 侧墙 (800 mm) | 与顶板 支座 | M | 707 | 520 | 709 | 522 | 570 | 413 | 1102 | 560 | 3000 | 28@150 | 是 |
| | | N | -683 | -484 | -684 | -504 | -625 | -477 | -692 | -595 | | | |
| | | V | 334 | 246 | 337 | 248 | 359 | 263 | 1354 | 1219 | | | |
| | 上跨中 | M | 104 | 76 | 99 | 73 | -118 | -89 | -910 | -1082 | 2988 | 28@150 | 是 |
| | | N | -734 | -540 | -760 | -560 | -701 | -515 | -652 | -644 | | | |
| | | V | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | |
| | 与负 层板支 座 | M | 355 | 262 | 345 | 255 | 593 | 440 | 1365 | 1543 | 4404 | 28@150 20@150 | 是 |
| | | N | -964 | -711 | -964 | -711 | -922 | -678 | -528 | -738 | | | |
| | | V | 384 | 283 | 376 | 278 | 626 | 463 | 1022 | 1199 | | | |
| | 中跨中 | M | -269 | -199 | -243 | -180 | -386 | -285 | -631 | -729 | 1600 | 22@150 | 否 |
| | | N | -1040 | -786 | -1066 | -786 | -998 | -735 | -756 | -957 | | | |
| | | V | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | |
| 与负二 层板支 座 | M | 774 | 573 | 881 | 652 | 1402 | 1035 | 1481 | 1661 | 7213 | 28@150 25@150 | 否 | |
| | N | -1263 | -932 | -1265 | -934 | -1217 | -896 | -438 | -975 | | | | |
| | V | 680 | 503 | 770 | 569 | 1263 | 933 | 954 | 1257 | | | | |
| 下跨中 | M | -521 | -386 | -656 | -485 | -1084 | -801 | -761 | -996 | 4262 | 22@150 22@150 | 否 | |
| | N | -1361 | -1023 | -1363 | -1006 | -1314 | -968 | -863 | -1250 | | | | |
| | V | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | |
| 与底板 支座 | M | 1127 | 834 | 1232 | 910 | 1744 | 1297 | 1215 | 2313 | 9567 | 32@150 28@150 | 否 | |
| | N | -1469 | -1086 | -1471 | -1087 | -1423 | -1049 | -867 | -1379 | | | | |
| | V | -859 | -635 | -1024 | -758 | -1524 | -1129 | -1101 | -1775 | | | | |

| | | | | | | | | | | | | | |
|--------------------|-----------------|---|------|------|-------|------|-------|-------|-------|-------|------|------------------|---|
| 底板 (1000 mm) | 边跨与 侧墙支 座 | M | 1152 | 852 | 1314 | 972 | 2042 | 1519 | 1494 | 2729 | 8194 | 32@150 28@150 | 否 |
| | | N | -978 | -723 | -1176 | -870 | -1741 | -1290 | -1300 | -2060 | | | |
| | | V | 1115 | 799 | 1154 | 852 | 1243 | 918 | 766 | 1250 | | | |
| | 边跨跨 中 | M | -808 | -597 | -766 | -565 | -611 | -454 | -203 | -853 | 2319 | 25@150 | 否 |
| | | N | -978 | -723 | -1176 | -870 | -1741 | -1290 | -1170 | -1586 | | | |
| | | V | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | |
| | 中柱支 座 | M | 810 | 597 | 803 | 592 | 543 | 392 | 869 | 213 | 2319 | 28@150 | 否 |
| | | N | -978 | -723 | -1176 | -870 | -1741 | -1290 | -908 | -1698 | | | |
| | | V | -775 | -548 | -789 | -582 | 992 | 683 | 573 | 808 | | | |
| | 中跨跨 中 | M | -482 | -356 | -502 | -370 | -1071 | -804 | -304 | -1280 | 2536 | 25@150 | 否 |
| | | N | -978 | -723 | -1176 | -870 | -1741 | -1290 | -1018 | -1792 | | | |
| | | V | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | |

经计算分析可知，控制工况出现在顶板与侧墙结构相交位置，及地下一层侧墙跨中位置。经计算分析，结构配筋需要给与适当的加强，但无需增加构件截面尺寸。同时应注意，本算例为对称结构，因此可仅进行单侧地震力的验算，对于非对称结构需进行双侧地震力的验算。

3. 框架柱计算结果分析

中柱截面尺寸为 800x1100mm，柱跨 8m，为更准确反映框架柱在地震作用下内力情况，采用等代框架法模型，对中柱的抗震性能进行验算，计算结果如下：

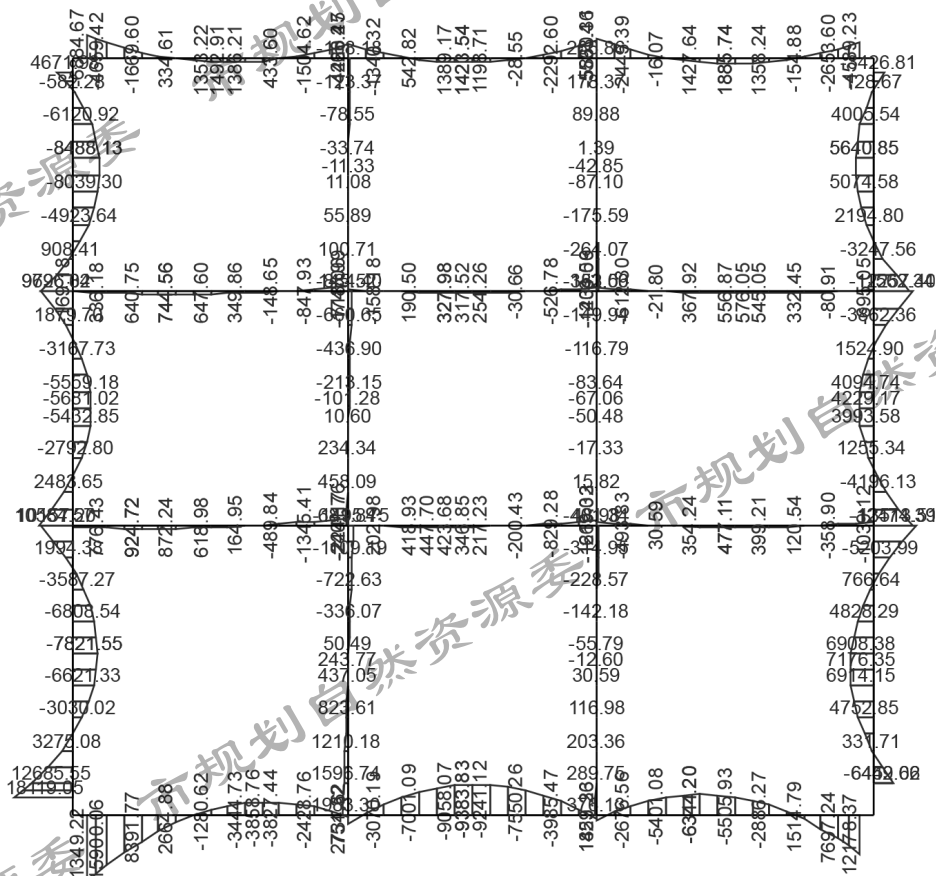


图 B.1-29 弯矩图 (单位: kN·m)

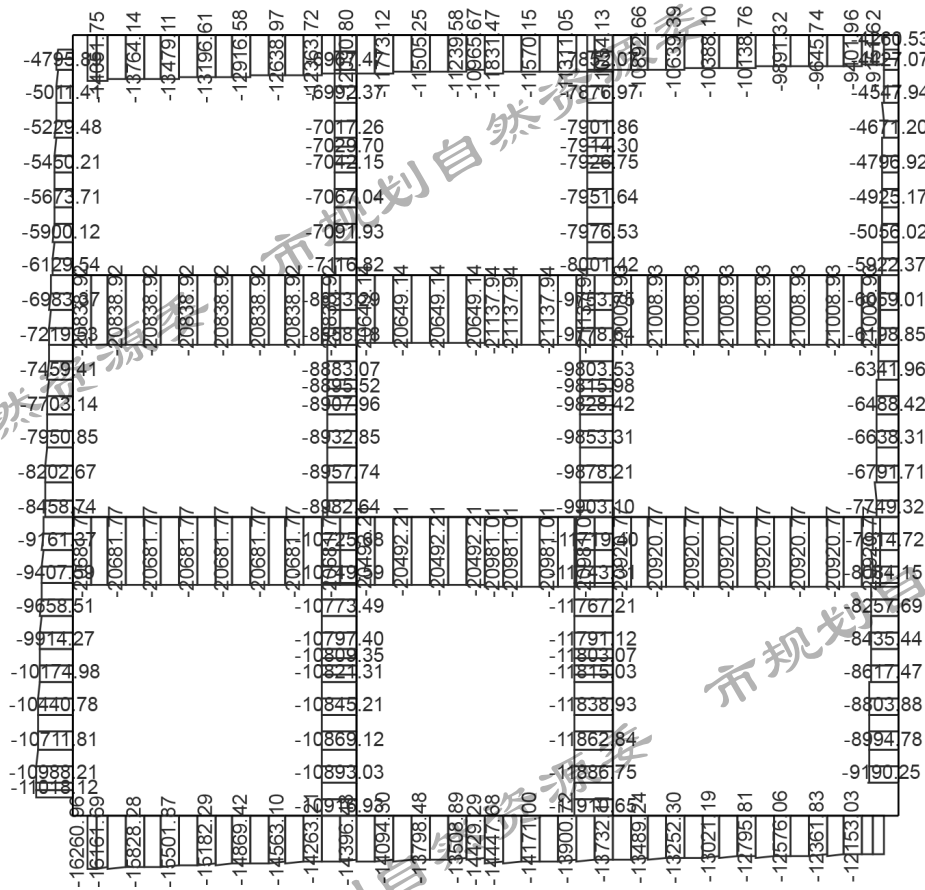


图 B.1-30 轴力图 (单位: kN)

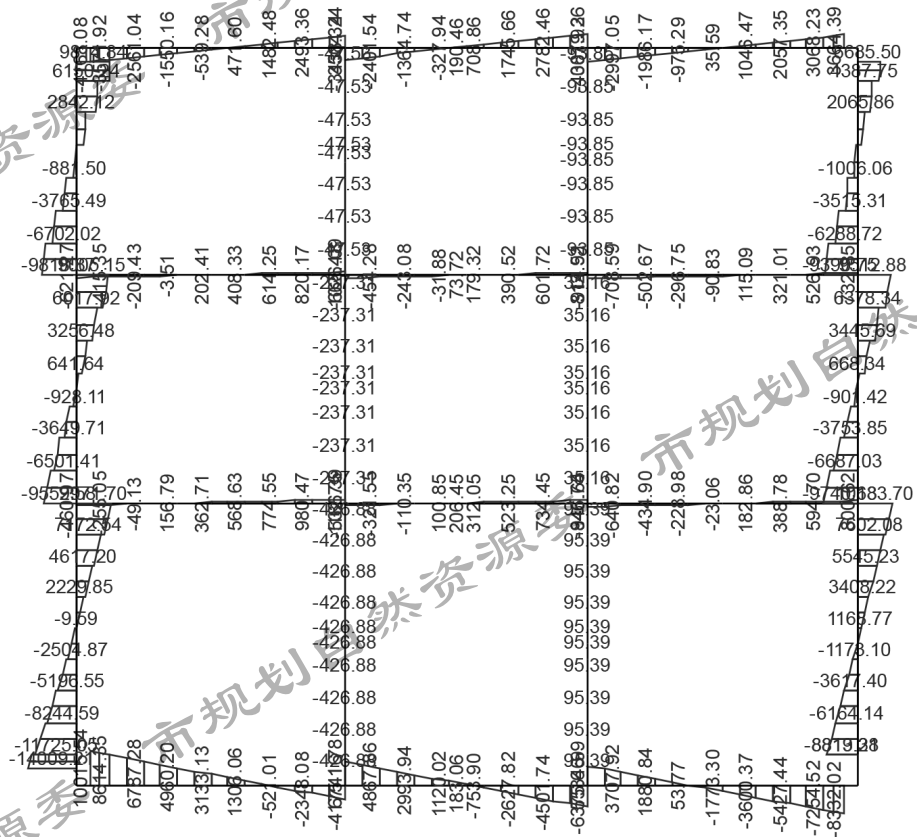


图 B.1-31 剪力图 (单位: kN)

根据计算结果，框架柱最大弯矩 $M=1597kN \cdot m$ ，对应轴力 $N=10893kN$ ；最大轴力 $N=11887kN$ ，对应弯矩 $M=289.8kN \cdot m$ 。

对轴压比验算：抗震组合工况下最大轴压比设计值为 0.59，满足二级抗震时框架柱轴压比不宜大于 0.75 的要求。

对压弯承载力验算：经计算纵向受力钢筋所需配筋率小于框架结构柱二级抗震最小配筋率要求，即抗震工况不控制。

4. 结构变形分析

主体结构抗震性能要求为 I，E2 地震作用下计，结构处于弹性工作阶段，应进行结构构件的弹性层间位移的验算。

根据《建筑抗震设计规范》(GB50010-2010) 进行结构构件的截面抗震验算，钢筋混凝土框架结构弹性层间位移角限值为 1/550。

(1) 常水位地震工况结构变形分析

E2 地震作用下计，本案例常水位地震工况结构变形图如下：

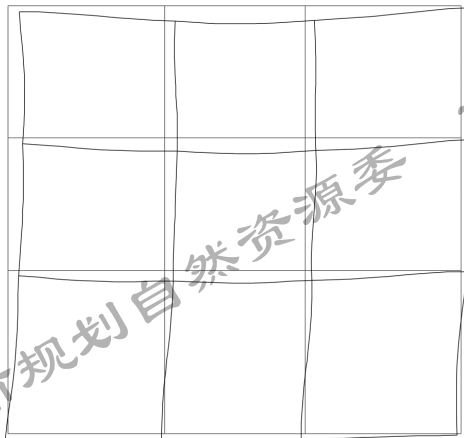


图 B.1-32 结构变形图

取最大值验算如下：

负一层层间位移角： $0.0025/6.60=1/2640 < 1/550$ ，满足规范中抗震性能 I 要求；

负二层层间位移角： $0.0032/6.60=1/2063 < 1/550$ ，满足规范中抗震性能 I 要求；

负三层层间位移角： $0.0093/8.15=1/876 < 1/550$ ，满足规范中抗震性能 I 要求。

(2) 抗浮水位地震工况结构变形分析

E2 地震作用下计，本案例抗浮水位地震工况结构变形图如下：

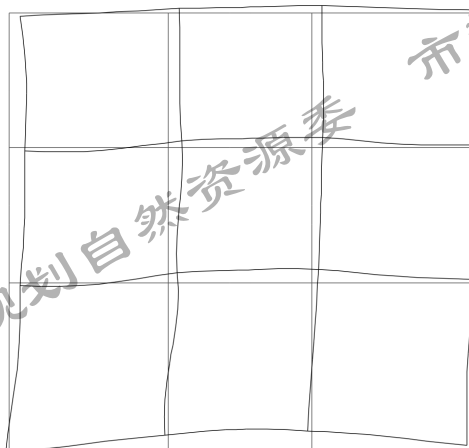


图 B.1-33 结构变形图

取最大值验算如下：

负一层层间位移角： $0.0032/6.60=1/2063 < 1/550$ ，满足规范中抗震性能 I 要求；

负二层层间位移角： $0.0030/6.60=1/2200 < 1/550$ ，满足规范中抗震性能 I 要求；

负三层层间位移角： $0.0098/8.15=1/831 < 1/550$ ，满足规范中抗震性能 I 要求。

B.2 洞桩（柱）逆作法车站结构抗震计算案例（相同问题图 B.1）

一、工程概况

1、结构简况

车站主体结构为地下三层三跨岛式站，采用洞桩（柱）逆作法（PBA 工法）施工。标准段宽度为 24.7m，车站结构高 24.73m，底板埋深约 33.67m，顶板覆土厚度约为 10.2m，车站各构件尺寸如图 B.2-1 所示。

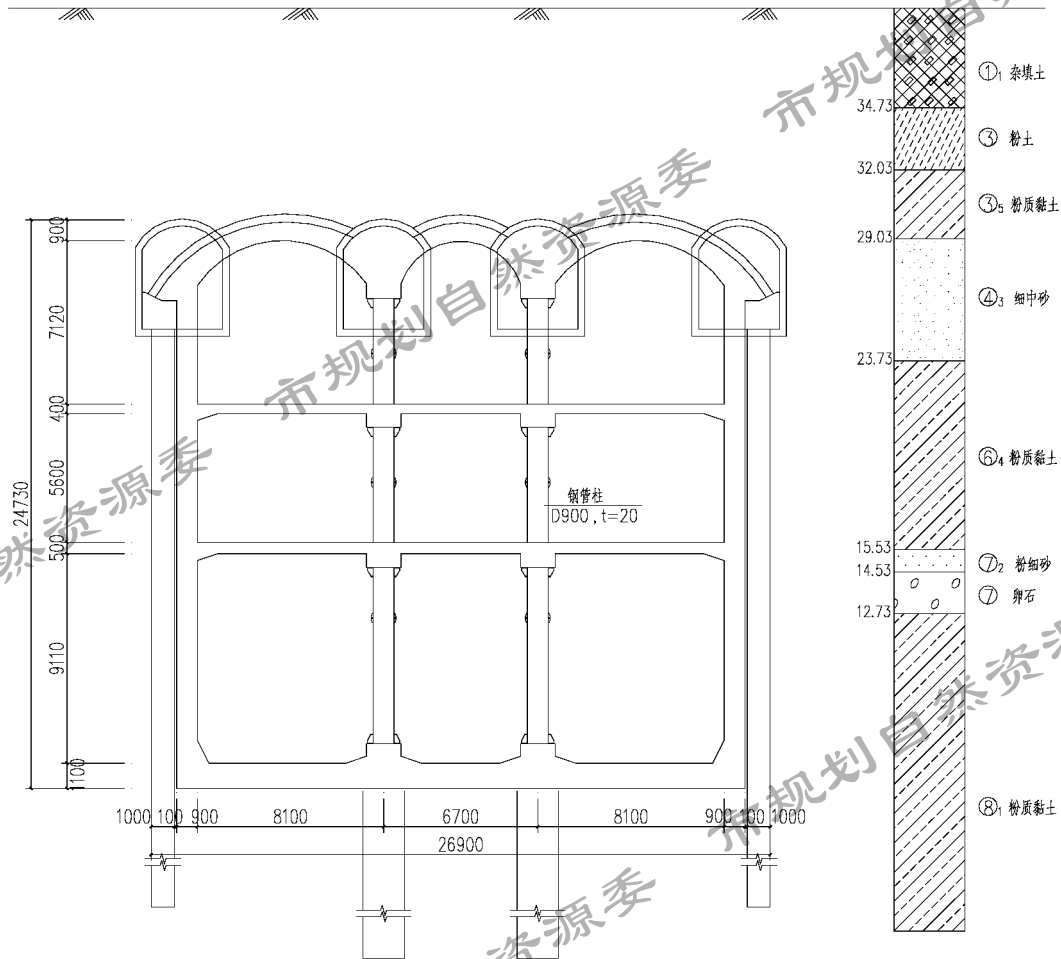


图 B.2-1 车站主体结构标准横剖面图

2、地质条件

根据钻探资料及室内土工试验结果，按地层沉积年代、成因类型，将本工程场地勘探范围内的土层划分为人工堆积层、第四纪全新世冲洪积层、第四纪晚更新世冲洪积层三大类，具体物理力学参数见表 B.2-1。

表 B.2-1 地层的物理力学参数

| 层号 | 岩土名称 | 垂直基床系数 K _v (MPa/m) | 水平基床系数 K _h (MPa/m) | 剪切波速 V _s (m/s) | 动弹性模量 E _d (MPa) | 动泊松比 μ _d | 动剪切模量 G _d (MPa) |
|----------------|------|----------------------------------|----------------------------------|------------------------------|-------------------------------|------------------------|-------------------------------|
| ① ₁ | 杂填土 | \ | \ | 169.80 | 133.90 | 0.36 | 49.60 |
| ③ | 粉土 | 25.00 | 25.00 | 208.30 | 238.20 | 0.35 | 88.50 |
| ③ ₅ | 粉质黏土 | 33.50 | 31.80 | 235.90 | 293.40 | 0.37 | 107.30 |
| ④ ₃ | 细中砂 | 36.00 | 38.00 | 275.50 | 420.90 | 0.30 | 161.60 |
| ⑥ ₄ | 粉质黏土 | 35.10 | 37.20 | 272.50 | 405.70 | 0.36 | 148.60 |
| ⑦ | 卵石 | 60.00 | 56.00 | 428.60 | 1047.00 | 0.27 | 413.80 |
| ⑦ ₂ | 粉细砂 | 45.00 | 40.00 | 287.00 | 747.80 | 0.29 | 289.00 |
| ⑧ ₁ | 粉质黏土 | 46.90 | 52.90 | 309.40 | 520.60 | 0.36 | 194.70 |

3、结构计算参数

车站标准段的结构埋深、抗浮水位、场地特性进行统计见表 B.2-2。

表 B.2-2 结构埋深、抗浮水位、场地特性

| 类别 | 数值 |
|------------------------------------|-------|
| 车站顶板埋深 (m) | 10.09 |
| 车站底板埋深 (m) | 33.87 |
| 抗浮水位埋深 (m) | 2.5 |
| 底板以上土体加权容重 (kN/m ³) | 20 |
| 底板以上土体加权水平侧压力系数 K ₀ | 0.34 |
| 底板处土体垂直基床系数 K _v (MPa/m) | 46.9 |
| 底板以上土体动剪切模量 G _d (MPa) | 170.1 |
| 场地特征周期值 (s) | 0.35 |
| 地震动峰值加速度 (m/s ²) | 0.2g |
| 场地类型 | II |

4、工程材料

顶板、顶梁、底板、底梁、侧墙、端墙、与侧墙及端墙为一体的壁柱和墙柱等外围结构构件：C40，抗渗等级 P10；

中楼板及中纵梁：C40；

钢管混凝土柱：Q235B，填充 C50 高性能微膨胀混凝土。

5、荷载及组合

(1) 荷载分类

结构设计根据结构类型，根据《地铁设计规范》(GB 50157-2013)，按永久荷载、可变荷载、偶然荷载（地震作用、人防荷载）进行分类，对结构整体或构件可能出现的最不利组合进行计算。在决定荷载的数值时，考虑施工和使用过程中发生的变化。车站结构计算时考虑荷载如表 B.2-3 所示：

表 B.2-3 地下结构荷载分类表

| 荷载类型 | | 荷载名称 |
|----------------|---------|--------------------------|
| 永久荷载 | | 结构自重 |
| | | 地层压力 |
| | | 结构上部和受影响范围内的设施及建筑物压力 |
| | | 水压力及浮力 |
| | | 混凝土收缩及徐变作用 |
| | | 预加应力 |
| | | 设备荷载 |
| | | 设备基础、建筑做法、建筑隔墙等引起的结构附加荷载 |
| | | 地基下沉影响力 |
| | | 可变荷载 |
| 地面车辆荷载引起的侧向土压力 | | |
| 地铁车辆荷载及其冲击力 | | |
| 其他可变荷载 | 人群荷载 | |
| | 温度变化影响力 | |
| | 施工荷载 | |
| 偶然荷载 | | 地震荷载 |
| | | 人防荷载 |

(2) 施工及正常使用阶段

1) 结构自重：结构自身重量产生的沿构件轴线分布的竖向荷载。

2) 地层压力：

竖向压力：按计算截面以上全部土柱重量考虑。

水平压力：施工期间支护结构的外土压力按朗金公式的主动土（盖挖法对应的构件取静止土压力）压力计算。使用阶段结构承受的水平力按静止土压力计算。设计采用的侧向水、土压力，对于粘性土地层采用水土合算，对于砂性土地层采用水土分算的办法。计算中应计及地面荷载和邻近建筑物以及施工机械等引起的附加水平侧压力。

3) 水压力：作用于顶板的水压力等于作用在其顶点的静水压力值，作用于底板底的水压力等于作用在最低点的静水压力值。垂直方向的水压力取为均布荷载。水平方向的水压力取为梯形（或三角形）分布荷载，其值等于静水压力。

4) 侧向地层抗力和地基反力：采用弹簧进行模拟。

5) 人群荷载：站台、站厅、楼梯、车站管理用房等部位的人群荷载按 4.0kPa 计算。

6) 设备荷载：设备用房的计算荷载，一般按 8.0kPa 进行计算，大于 8.0kPa 的应根据设备的实际重量、动力影响、安装运输路径等确定其大小和范围。对于自动扶梯等需要吊装的设备荷载，在结构计算时还应考虑设备起吊点所设置的位置及起吊点的荷载值。另外尚应满足消防荷载要求。

7) 施工荷载：结构设计中应考虑各种施工荷载可能发生的组合，按 10 kPa 计算。

8) 地面超载：一般可按 20kPa 计算。对于覆土厚度特别小的地下结构，按汽超 -20 计算，挂 -100

验算，并考虑冲击系数。

(3) 地震动作用

地震动参数依据《中国地震动参数区划图》及《工程场地地震安全性评价报告》取值，具体内容详见后续“结构的地震反应计算”中抗震设计参数内容。

(4) 荷载组合

在确定荷载的数值时，应考虑施工期间和使用年限内预期可能发生的变化进行最不利荷载组合，荷载组合及不同组合工况下的荷载分项系数应按表 B.2-4 取值。

表 B.2-4 主要荷载组合

| 荷载组合 | 验算工况 | 永久荷载 | 可变荷载 | 偶然荷载 | |
|--------------------|----------|------------|------|------|------|
| | | | | 地震荷载 | 人防荷载 |
| 永久荷载 + 可变荷载 | 构件强度验算 | 1.35 (1.0) | 1.4 | | |
| | 构件裂缝宽度验算 | 1.0 | 0.8 | | |
| | 构件变形验算 | 1.0 | 0.8 | | |
| 永久荷载 + 可变荷载 + 地震荷载 | 构件强度验算 | 1.2 (1.0) | 0.6 | 1.3 | |
| 永久荷载 + 人防荷载 | 构件强度验算 | 1.2 (1.0) | | | 1.0 |

注：括号内的数字用于该荷载对结构作用有利时的分项系数取值。

二、正常使用阶段内力计算

1、工况选取及计算简图

结构计算工况应根据结构在实际使用中可能出现的各种不利作用，综合分析后确定。本站采用洞桩（柱）逆作法，施工阶段降水施工不考虑地下水作用，根据各不同施工阶段应分工况采用增量法分别进行基本组合及准永久组合受力分析计算，按施工阶段可能出现最不利内力进行设计；正常使用阶段按抗浮水位工况，分别进行基本组合及准永久组合受力分析计算。各工况计算简图分别绘制如图 B.2-2 及图 B.2-3。逆作法施工应采用增量法计算，因篇幅原因本计算简图未体现增量法相关内容，其相关内容详见计算过程：

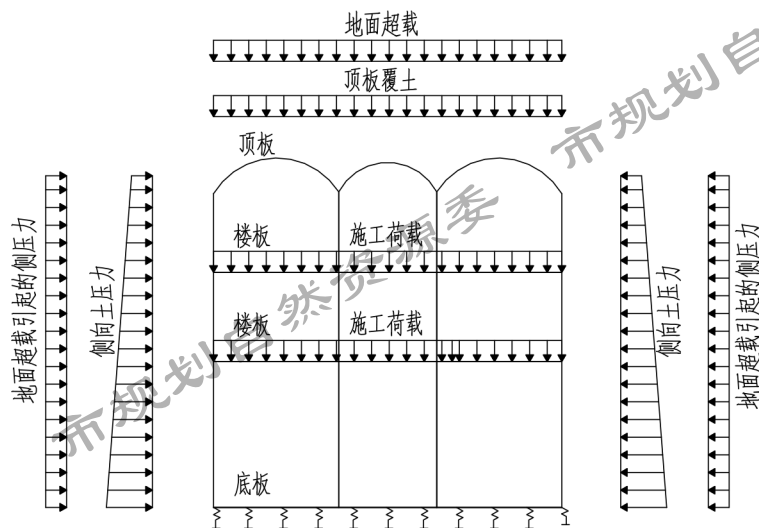


图 B.2-2 施工阶段无水工况结构计算模型

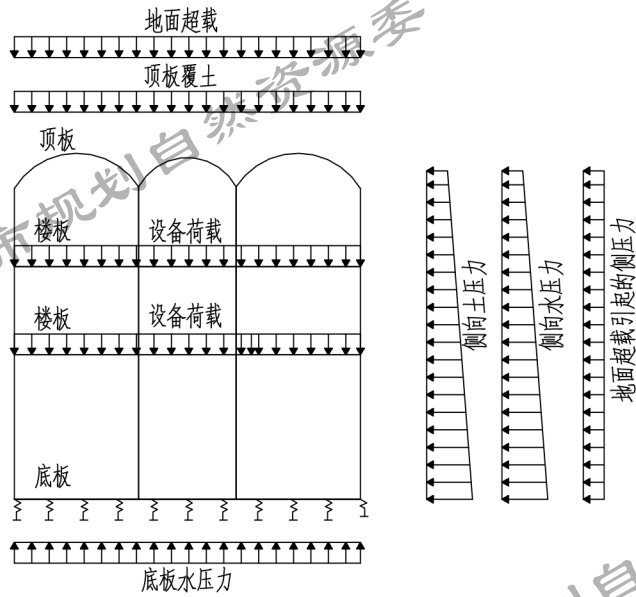


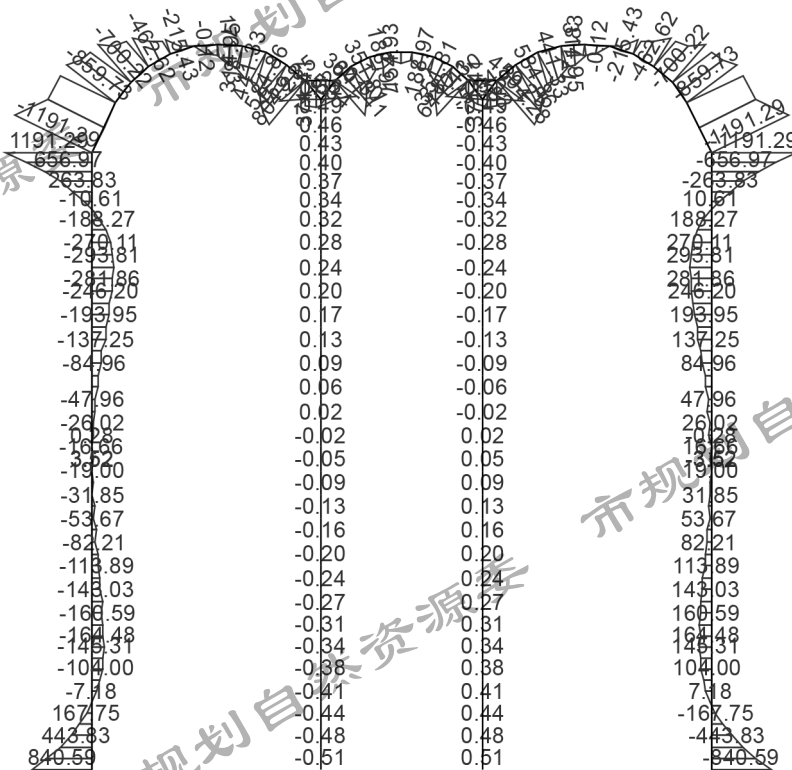
图 B.2-3 正常使用阶段（含低水位及高水位工况）结构计算模型

在确定荷载的数值时，应考虑施工期间和使用年限内预期可能发生的变化进行最不利荷载组合，荷载组合及不同组合工况下的荷载分项系数应按表 B.2-4 取值。

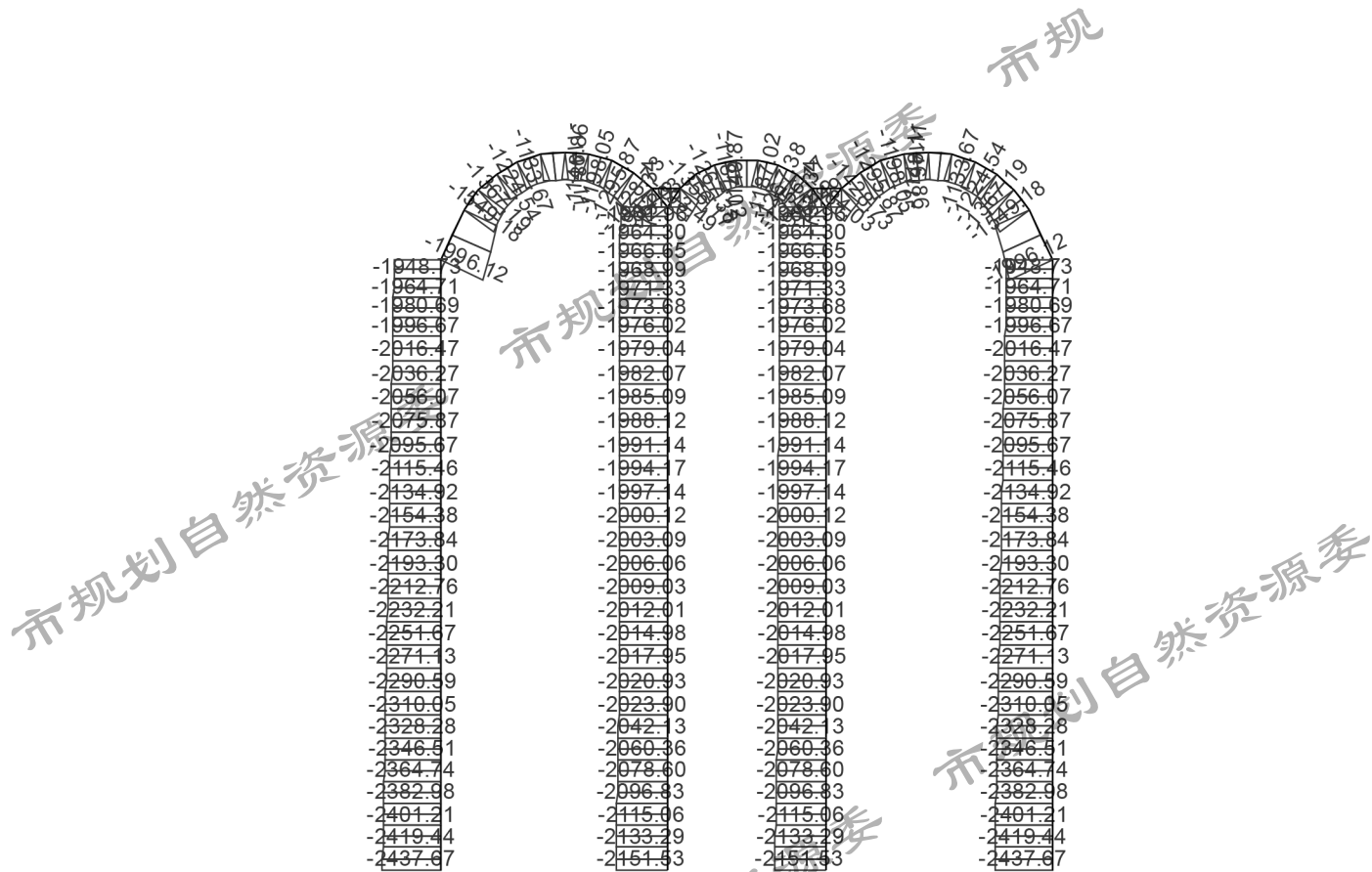
2、施工阶段各工况内力设计值

(1) 承载能力极限状态

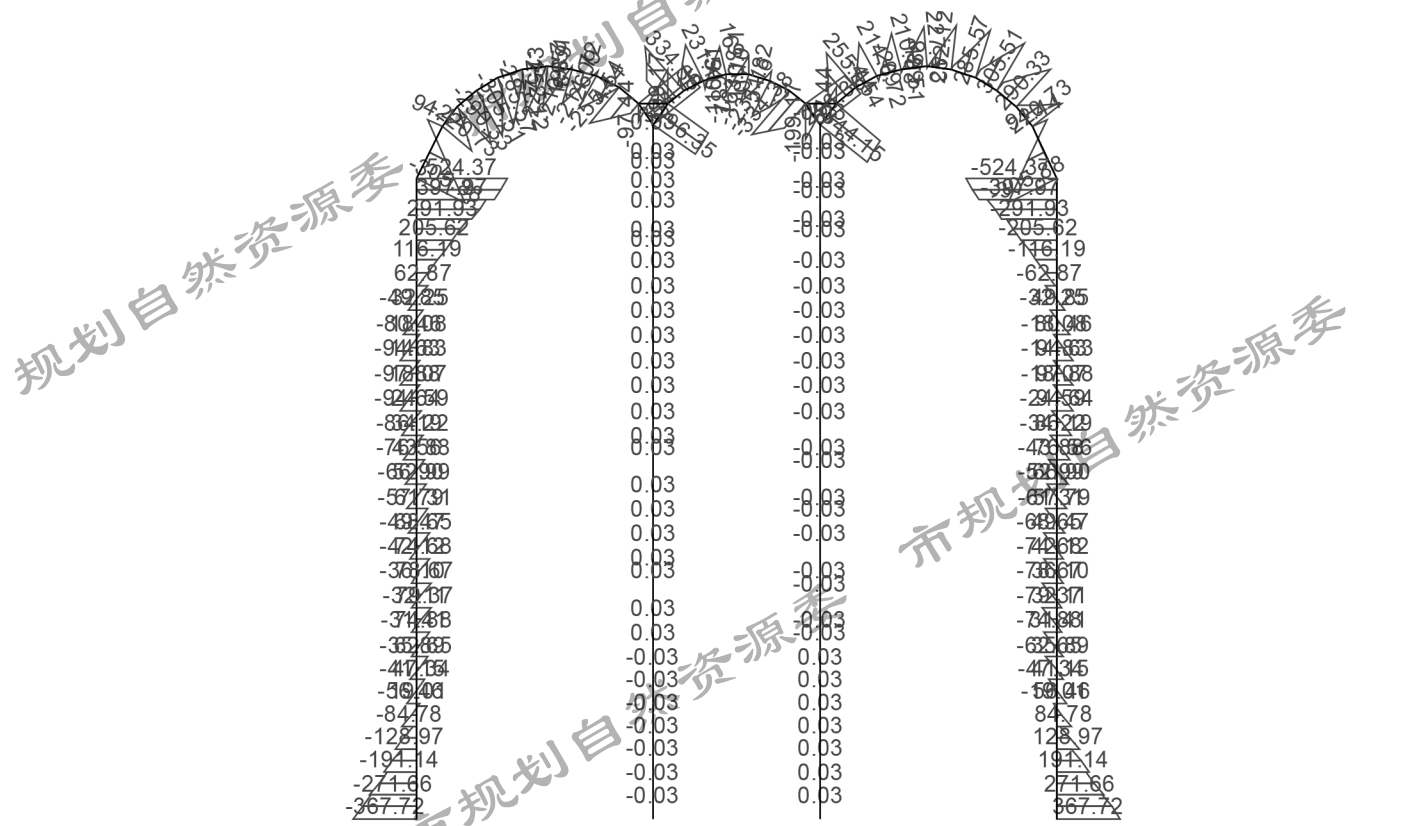
承载能力极限状态，按照荷载效应的基本组合进行计算：



弯矩图（单位：kN·m）



轴力图 (单位: kN)



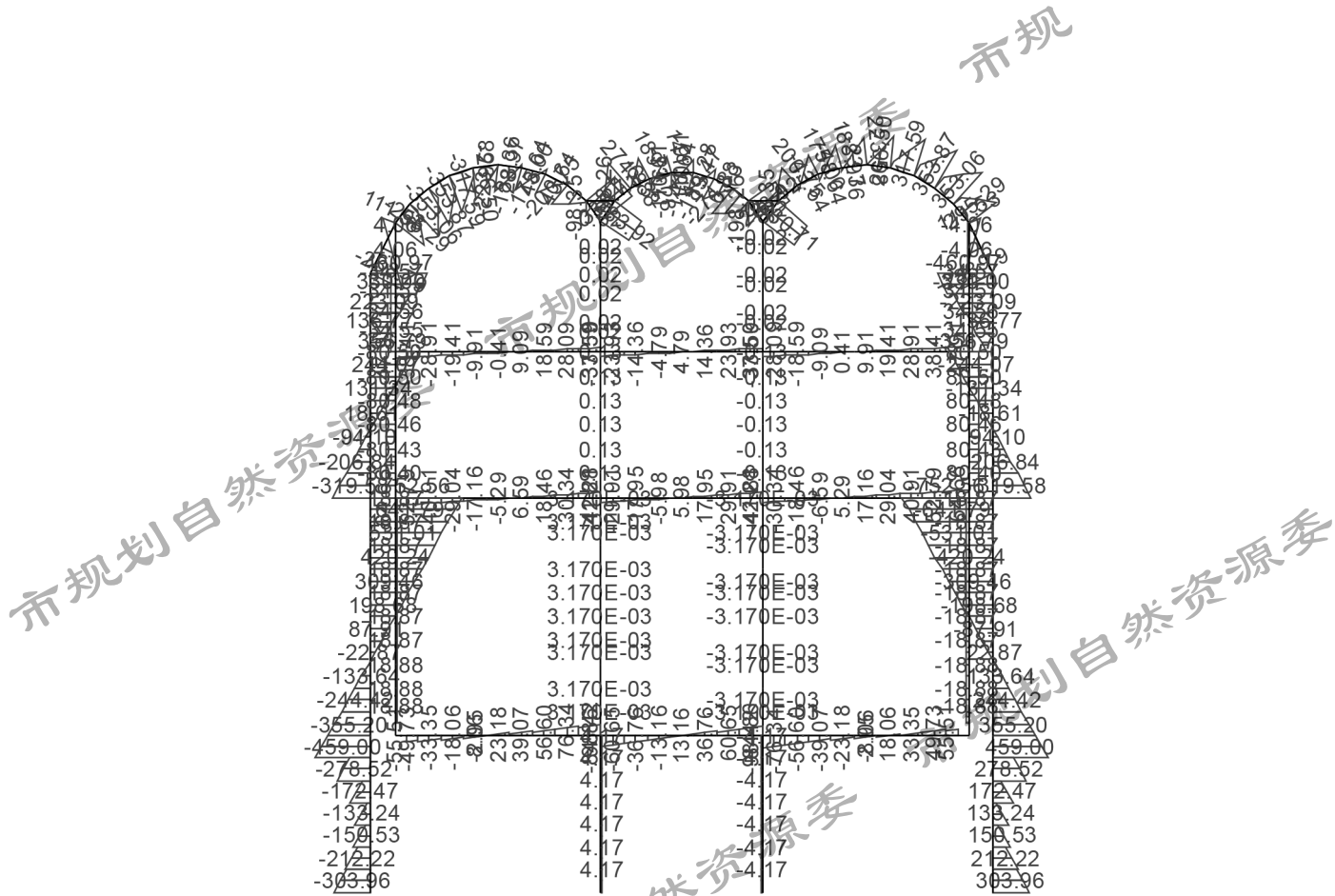


图 B.2-11 底板及地下三层侧墙结构施做

3、正常使用阶段低水位工况内力图设计值

(1) 承载能力极限状态

承载能力极限状态，按照荷载效应的基本组合进行计算：

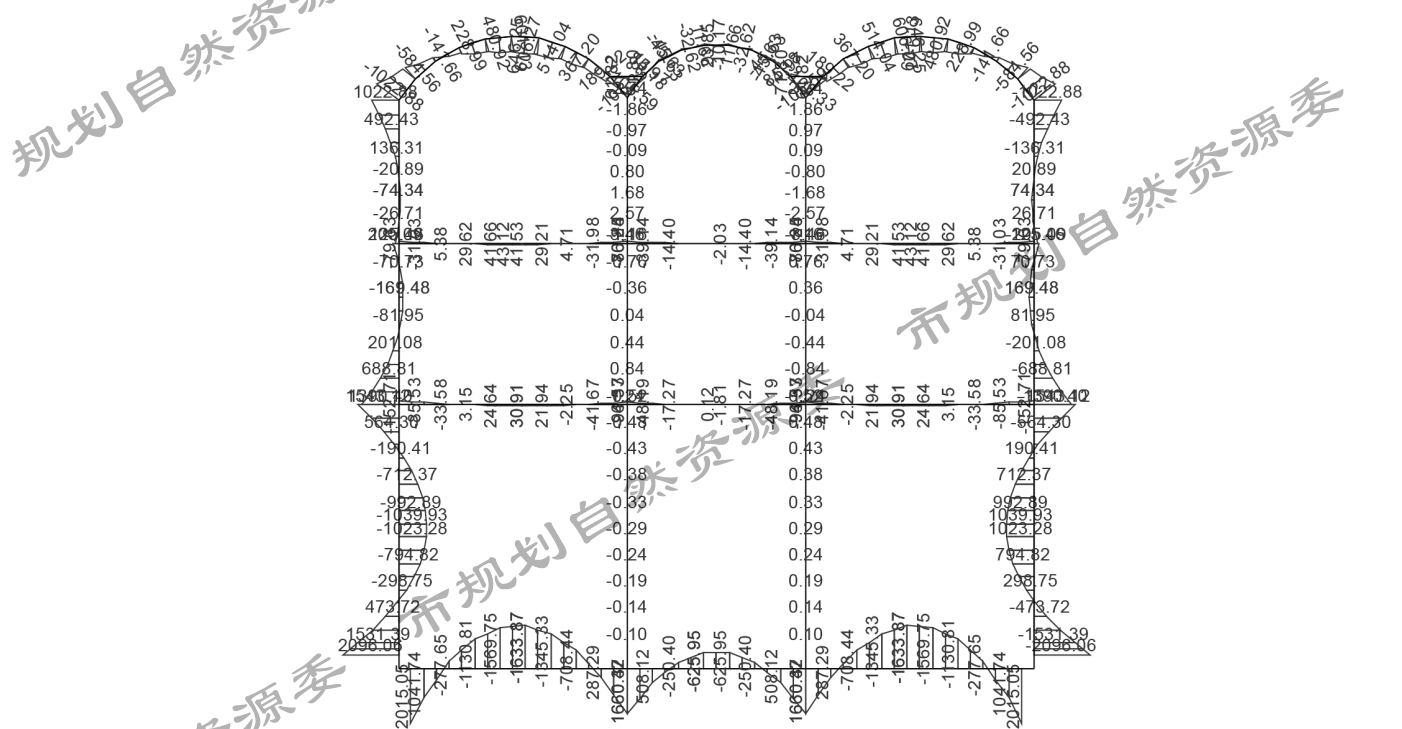


图 B.2-12 弯矩图 (单位: kN·m)

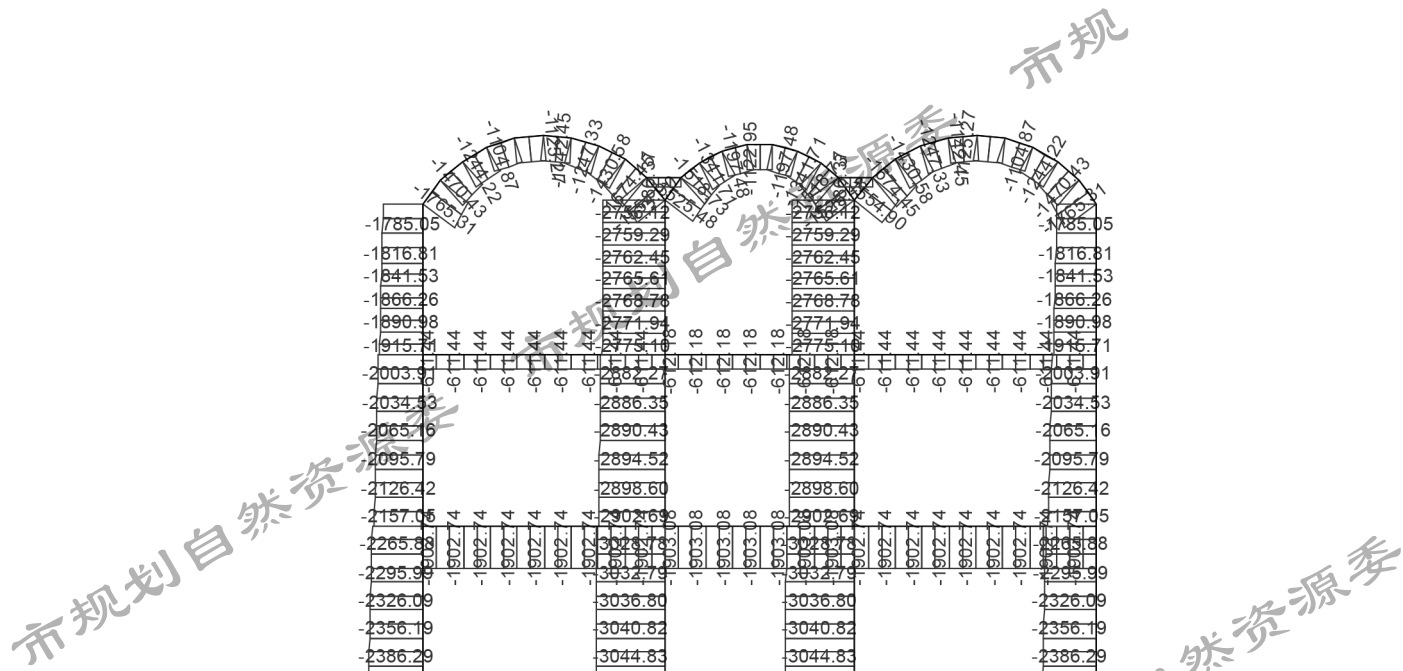


图 B.2-13 轴力图 (单位: kN)

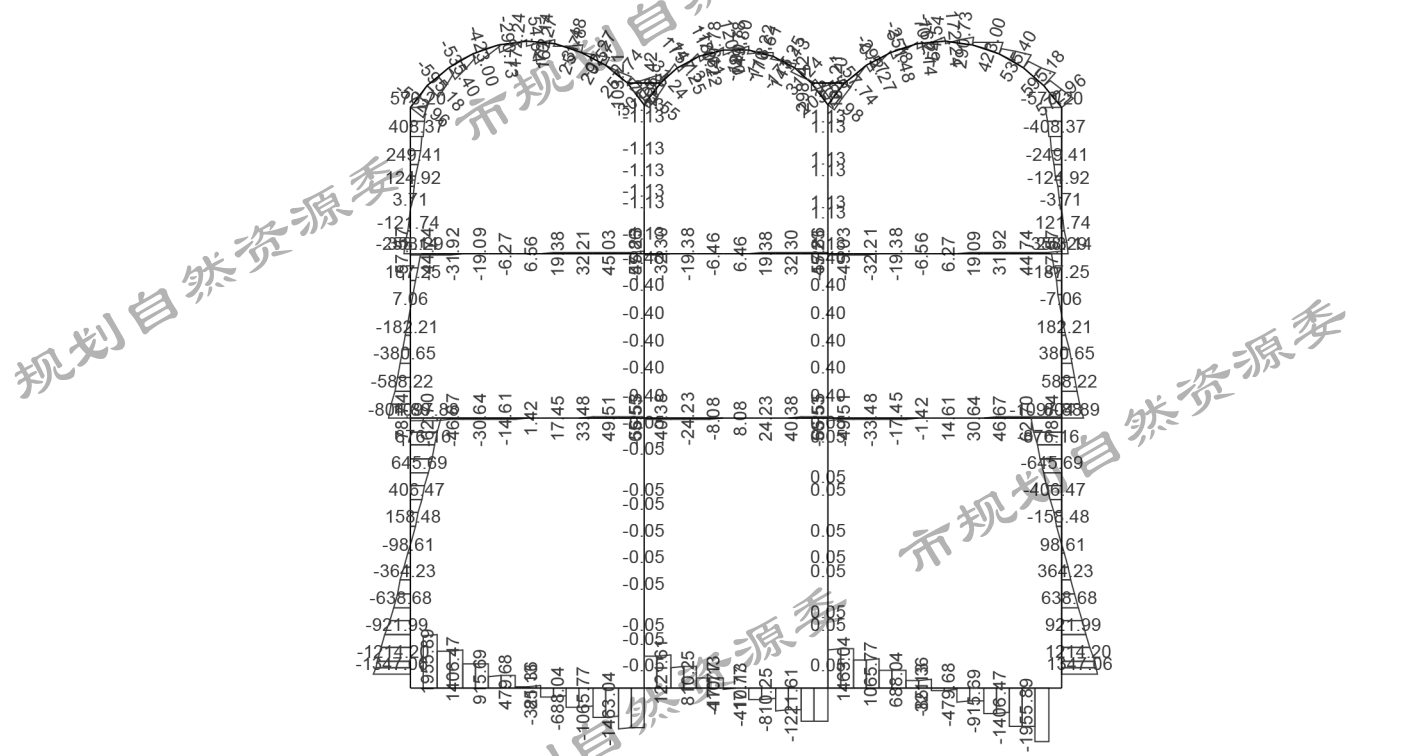


图 B.2-14 剪力图 (单位: kN)

(2) 正常使用极限状态

正常使用极限状态, 按照荷载效应的准永久组合进行计算:

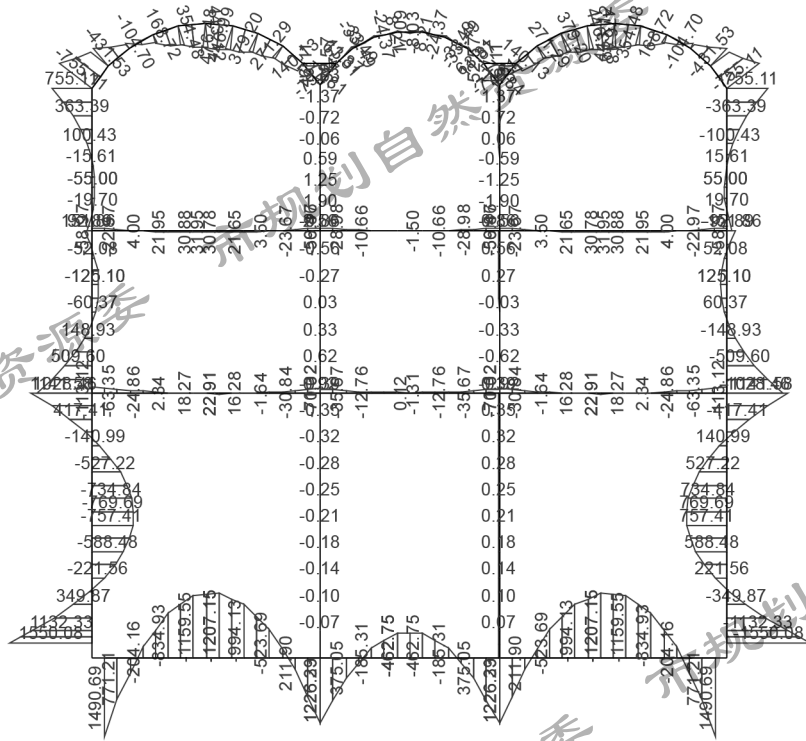


图 B.2-15 弯矩图 (单位: kN·m)

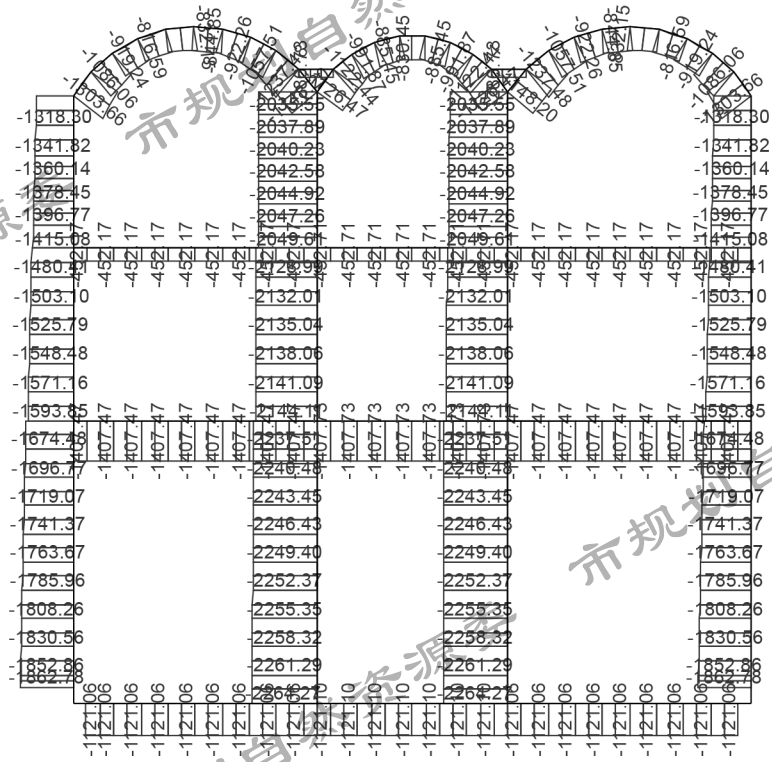


图 B.2-16 轴力图 (单位: kN)

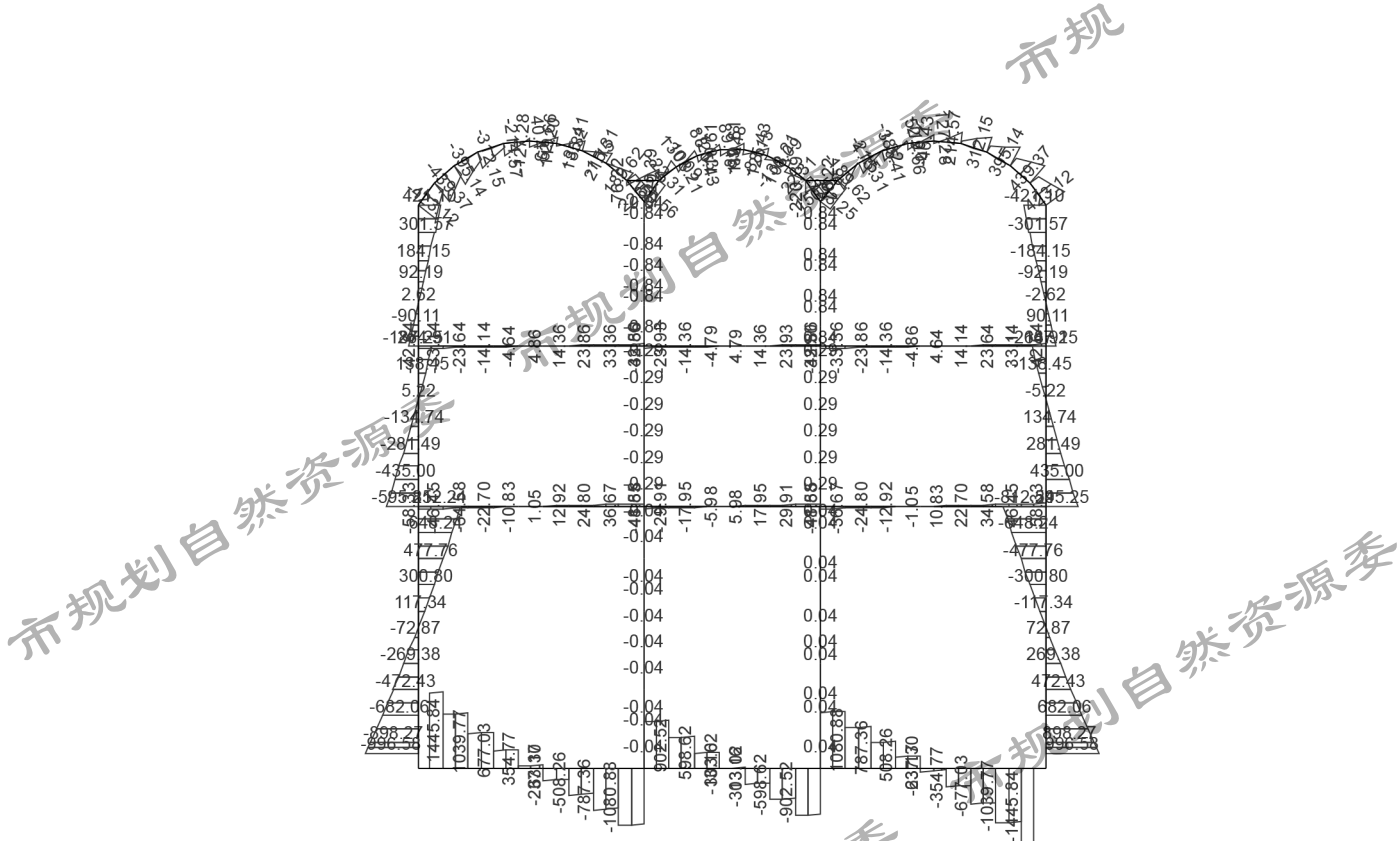


图 B.2-17 剪力图 (单位: kN)

4、正常使用阶段高水位工况内力图设计值

(1) 承载能力极限状态

承载能力极限状态，按照荷载效应的基本组合进行计算：

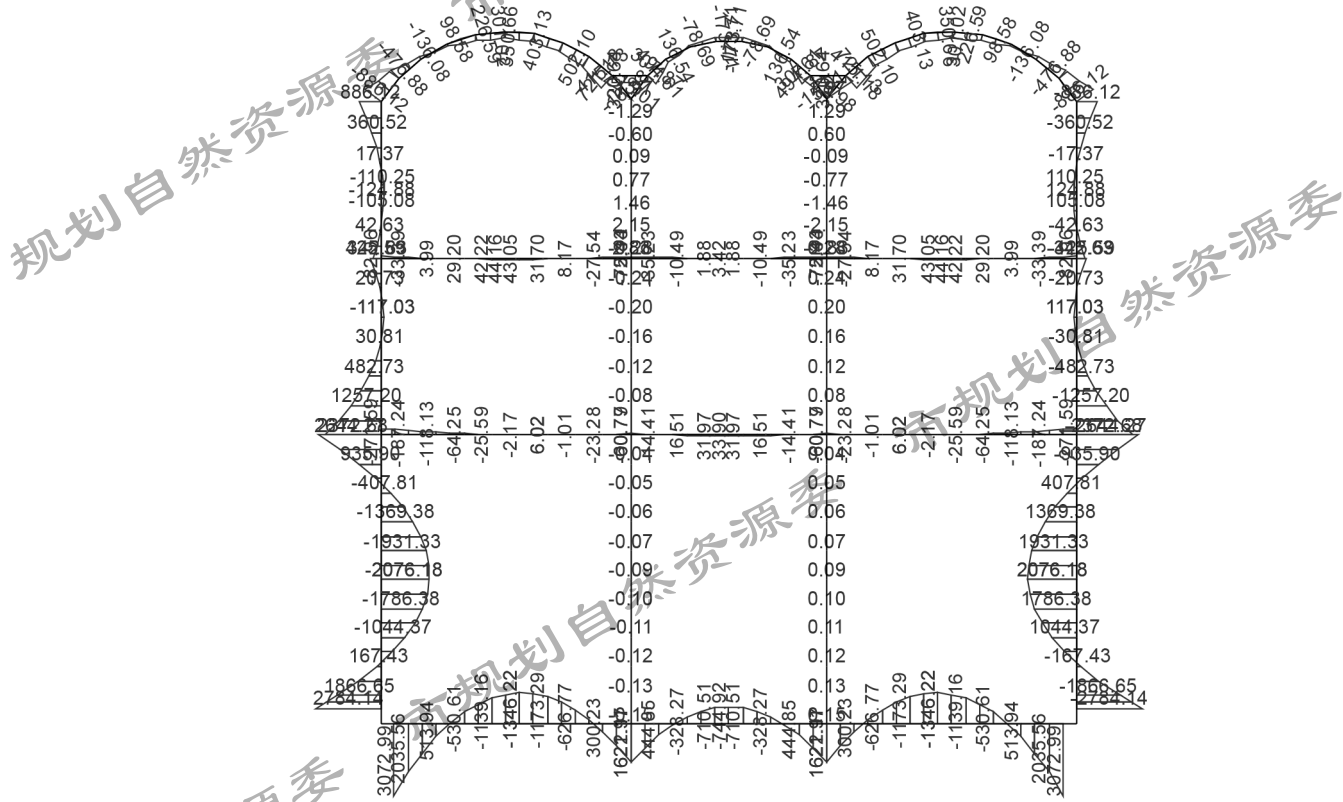


图 B.2-18 弯矩图 (单位: kN·m)

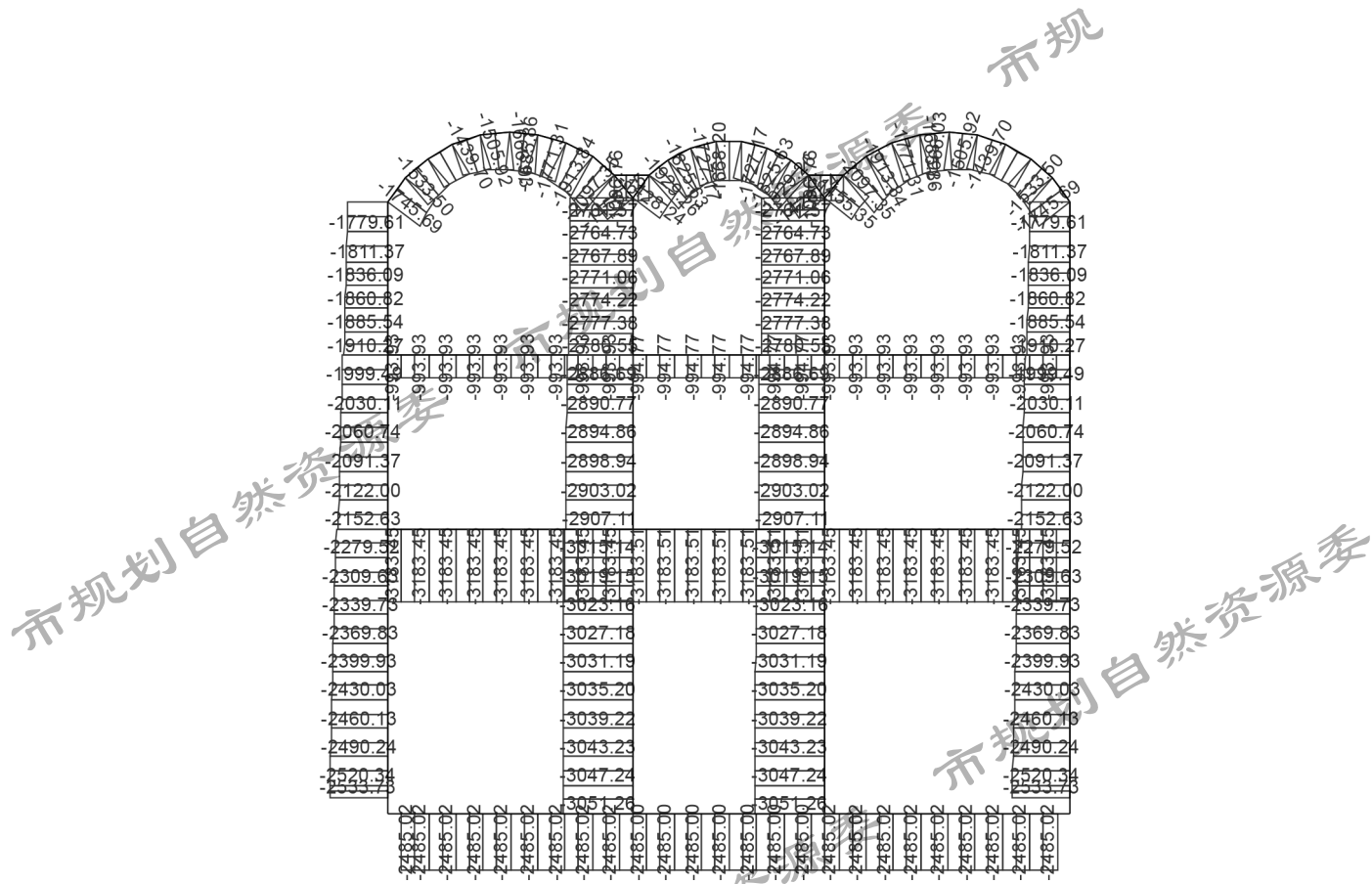


图 B.2-19 轴力图 (单位: kN)

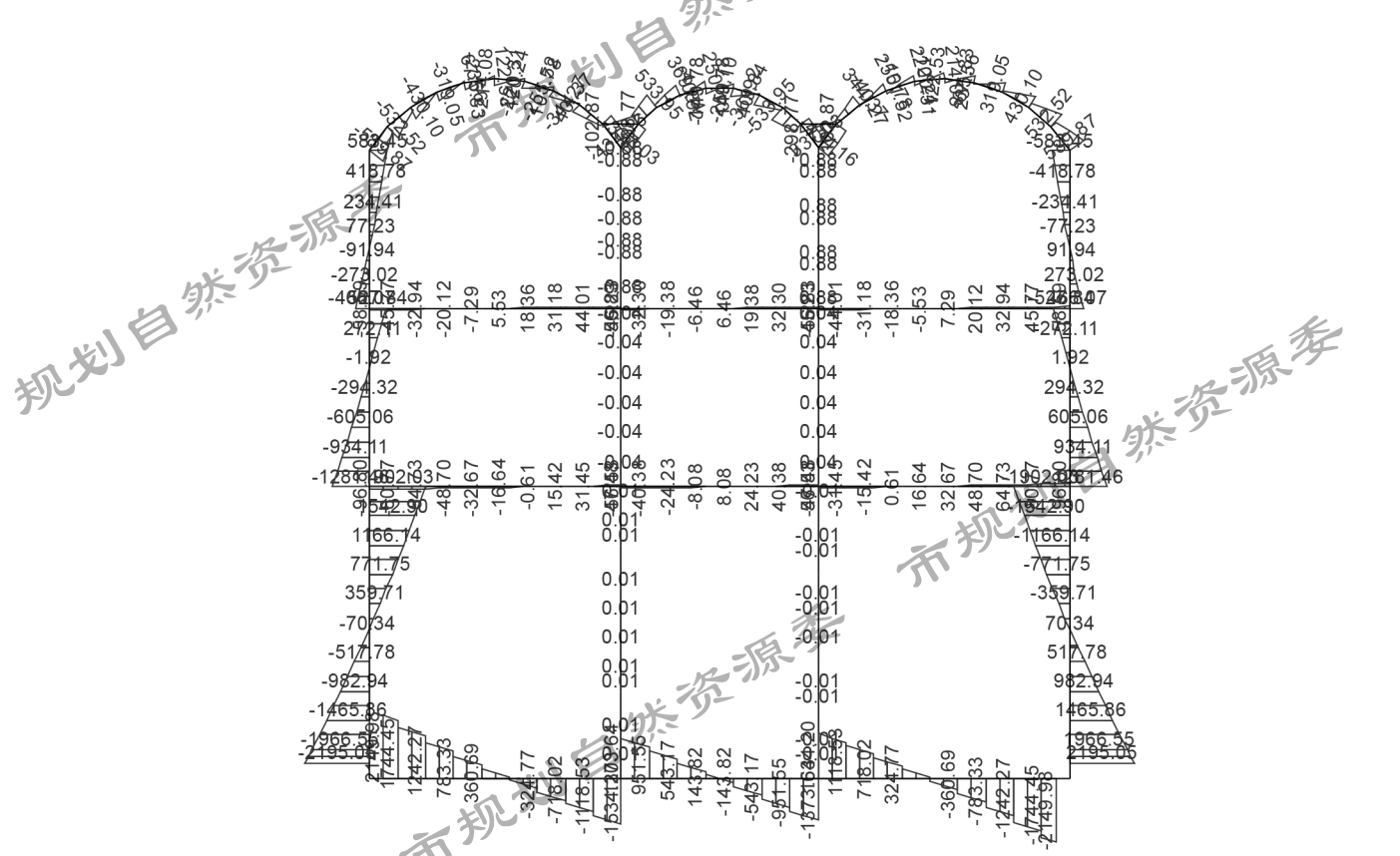


图 B.2-20 剪力图 (单位: kN)

(2) 正常使用极限状态

正常使用极限状态, 按照荷载效应的准永久组合进行计算:

市规划自然资源委

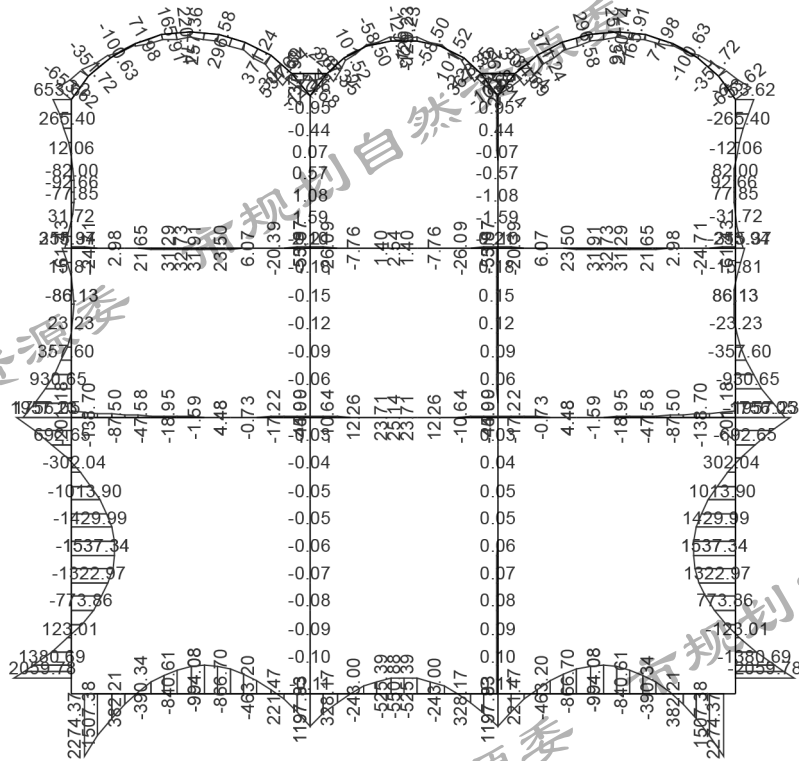


图 B.2-21 弯矩图 (单位: $\text{kN}\cdot\text{m}$)

市规划自然资源委

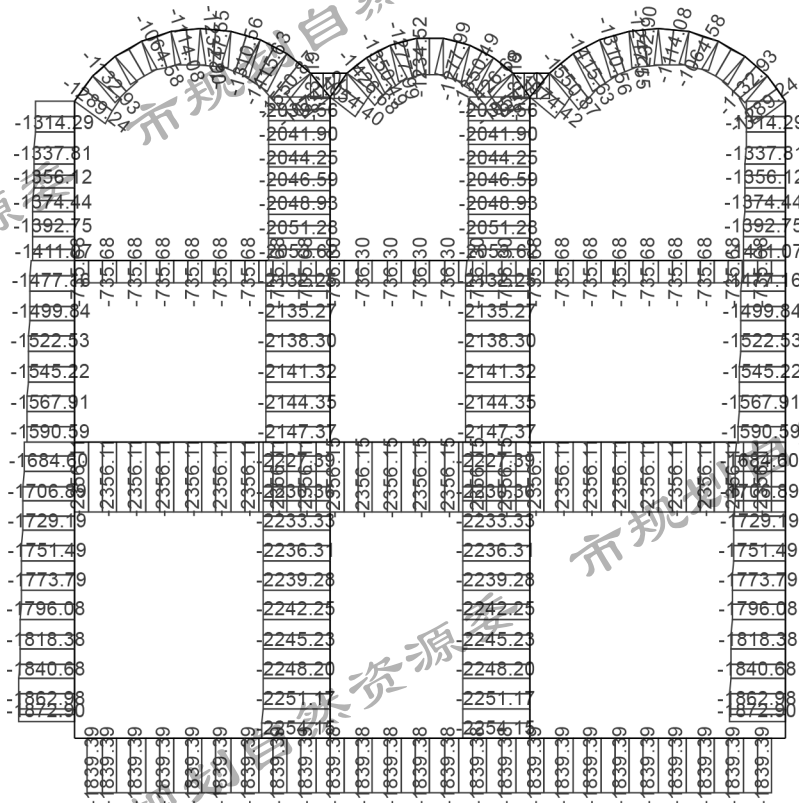


图 B.2-22 轴力图 (单位: kN)

市规划自然资源委

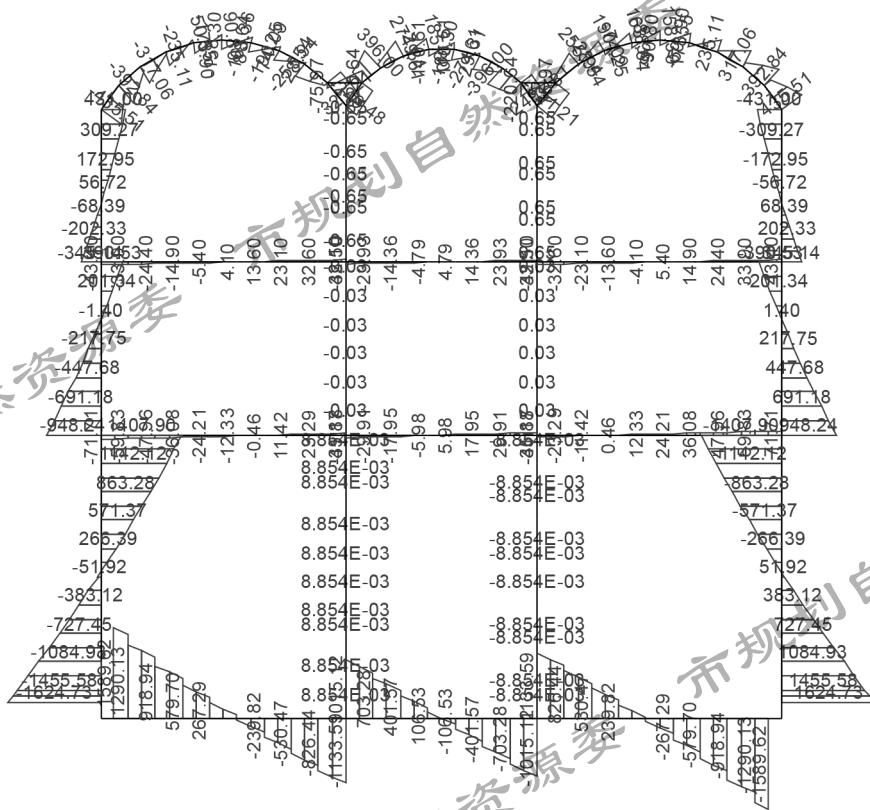


图 B.2-23 剪力图 (单位: kN)

三 结构的地震反应计算

1、概述

根据《城市轨道交通结构抗震设计规范》(GB50909-2014) 3.1.2 条文说明, 本站明挖法主体结构属于重点设防类。主体结构抗震性能要求为 I, E2 地震作用下计算方法可采用反应位移法、反应加速度法或弹性时程分析法。在本算例中, 采用反应位移法进行计算, 计算软件采用 SAP2000。E3 地震作用推荐采用时程分析, 对于时程分析的有关内容本算例不体现。

2、抗震设计参数

地震作用基本参数应按现行国家标准《中国地震动参数区划图》(GB18306-2015) 规定的本地区抗震设防要求确定, 对进行过工程场地地震安全性评价的, 应采用经国务院地震工作主管部门批准的建设工程的抗震设防要求确定, 但不应低于本地区抗震设防要求确定的地震作用。

根据《中国地震动参数区划图》和《城市轨道交通结构抗震设计规范》(GB50909-2014) 中的有关要求, 拟建场地位于抗震设防烈度 8 度区内, 地震动峰值加速度值为 0.20g。本场地类别 II 类, 北京反应谱特征周期分区为 0.35s 区, 设计地震动加速度反应谱特征周期取为 0.45s。

3、地震动设计计算模型

反应位移法采用荷载 - 结构模型, 进行地下车站结构横向地震反应计算, 计算简图如图 B.2-24 所示:

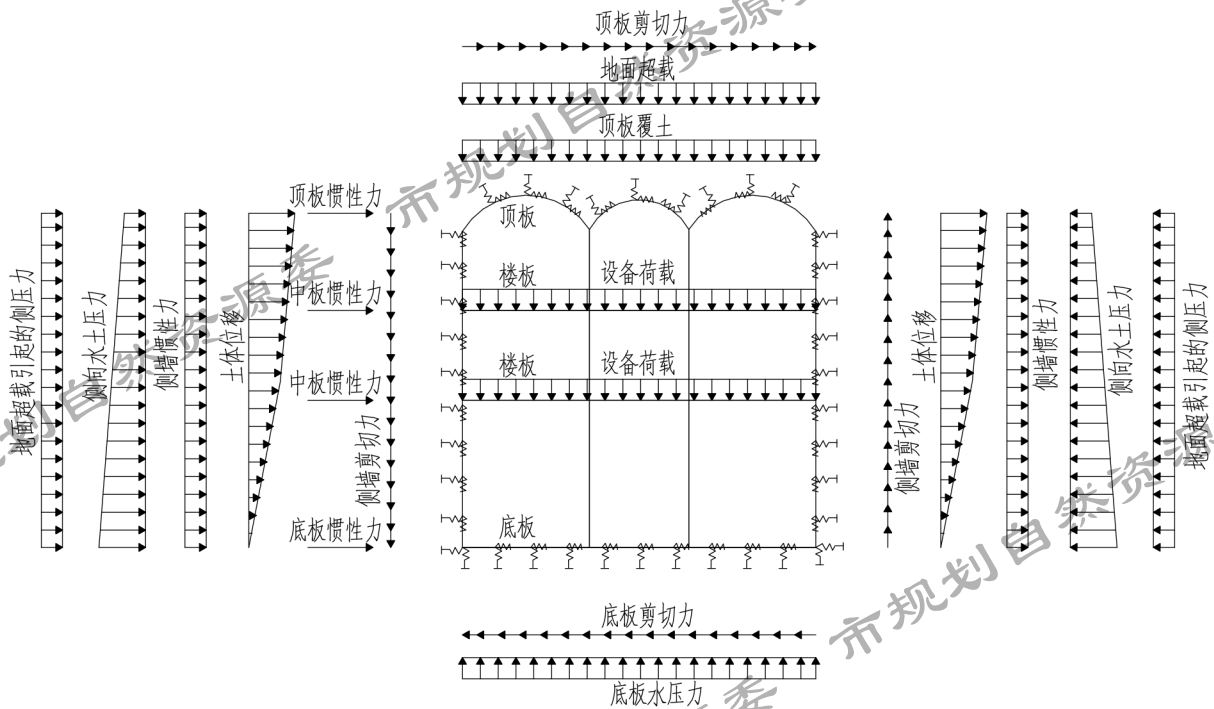


图 B.2-24 反应位移法计算简图

荷载组合及不同组合工况下的荷载分项系数应按表 B.2-4 取值。

4、地基弹簧刚度取值

根据《城市轨道交通结构抗震设计规范》(GB 50909-2014) 6.6.2 规定,地基弹簧刚度可按下式计算:

$$k=KLd$$

k ——压缩地基弹簧刚度 (N/m);

K ——基床系数 (N/m³);

L ——垂直于结构横向的计算长度 (m);

d ——土层沿隧道与地下车站纵向的计算长度 (m)。

地基剪切弹簧刚度可按下式计算:

$$k_s = \frac{1}{3} k$$

k_s ——剪切地基弹簧刚度 (N/m)。

基床系数按地勘提供取值, L 按计算模型中杆件实际长度取值, d 按 1m 取值。车站拱部弹簧刚度的取值方法详见本附录盾构管片算例中“地基动弹簧刚度取值”章节。

5、弹性支座点位移计算

根据《城市轨道交通结构抗震设计规范》(GB 50909-2014),地震时深度 z 处土层的水平位移:

$$u(z) = \frac{1}{2} u_{\max} \cos \frac{\pi z}{2H}$$

$u(z)$ ——地震时深度 z 处土层的水平位移 (m);

z ——埋深 (m);

u_{\max} ——场地地表最大位移;

H ——地面至地震作用基准面的距离 (m)。

表 B.2-5 II 类场地设计地震动峰值位移 $u_{max}(m)$

| | | | | | | |
|----------------|------|------|------|------|------|------|
| 地震动峰值加速度分区 (g) | 0.05 | 0.10 | 0.15 | 0.20 | 0.30 | 0.40 |
| E1 地震作用 | 0.02 | 0.04 | 0.05 | 0.07 | 0.10 | 0.14 |
| E2 地震作用 | 0.03 | 0.07 | 0.10 | 0.13 | 0.20 | 0.27 |
| E3 地震作用 | 0.08 | 0.15 | 0.21 | 0.27 | 0.35 | 0.41 |

表 B.2-6 场地地震动峰值位移调整系数 γ_u

| 场地类别 | 设计地震动峰值位移 (m) | | | | | |
|------|---------------|------|------|------|------|-------------|
| | ≤ 0.03 | 0.07 | 0.10 | 0.13 | 0.20 | ≥ 0.27 |
| I0 | 0.75 | 0.75 | 0.80 | 0.85 | 0.90 | 1.00 |
| II | 0.75 | 0.75 | 0.80 | 0.85 | 0.90 | 1.00 |
| III | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| IV | 1.20 | 1.20 | 1.25 | 1.40 | 1.40 | 1.40 |

根据《城市轨道交通结构抗震设计规范》及北京市抗震设防烈度要求由表可知，在 II 类场地下，考虑 E2 地震作用，地震动峰值位移为 0.13，由表 B.2-6 可知，场地地震动峰值位移调整系数为 1.0，所以 u_{max} 取 0.13m。依据《城市轨道交通结构抗震设计规范》GB50909-2014 中规定，对覆盖层厚度小于 70m 的场地，设计地震作用基准面到结构的距离不宜小于结构有效高度的 2 倍，本覆盖层厚度取 70m。

表 B.2-7 模型节点的水平位移 (m)

| 节点号 | 埋深 | 水平位移 | 位移差 | 节点号 | 埋深 | 水平位移 | 位移差 |
|-----|-------|----------|---------|-----|-------|----------|---------|
| 1 | 10.54 | 0.063192 | 0.01703 | 15 | 21.33 | 0.0577 | 0.01153 |
| 2 | 10.66 | 0.063152 | 0.01699 | 16 | 22.34 | 0.057008 | 0.01084 |
| 3 | 10.97 | 0.063041 | 0.01687 | 17 | 23.35 | 0.056288 | 0.01012 |
| 4 | 11.48 | 0.062858 | 0.01669 | 18 | 24.36 | 0.055538 | 0.00937 |
| 5 | 12.15 | 0.062601 | 0.01643 | 19 | 25.35 | 0.054774 | 0.00861 |
| 6 | 12.96 | 0.062272 | 0.01611 | 20 | 26.34 | 0.053983 | 0.00782 |
| 7 | 13.85 | 0.061887 | 0.01572 | 21 | 27.33 | 0.053165 | 0.00700 |
| 8 | 14.75 | 0.061478 | 0.01531 | 22 | 28.32 | 0.05232 | 0.00615 |
| 9 | 15.64 | 0.061044 | 0.01488 | 23 | 29.31 | 0.05145 | 0.00528 |
| 10 | 16.53 | 0.060585 | 0.01442 | 24 | 30.30 | 0.050555 | 0.00439 |
| 11 | 17.42 | 0.060103 | 0.01394 | 25 | 31.30 | 0.049634 | 0.00347 |
| 12 | 18.31 | 0.059596 | 0.01343 | 26 | 32.29 | 0.048689 | 0.00252 |
| 13 | 19.32 | 0.058994 | 0.01283 | 27 | 33.28 | 0.04772 | 0.00155 |
| 14 | 20.33 | 0.058362 | 0.01220 | 28 | 34.27 | 0.046727 | 0.00056 |

6、结构与周围土层间的剪切力计算

结构与周围土层间的剪切力，通过土层位移微分确定土层应变，最终通过剪应变及土层动剪切模量确定土层剪力。

$$\gamma_{xz} = \frac{\partial u(z)}{\partial z} = -\frac{\pi}{2H} \frac{1}{2} u_{max} \sin \frac{\pi z}{2H}$$

G_{max} ——土体的动剪切模量；

u_{max} ——基本设计地震动峰值位移；

z ——结构深度 (m)；

H ——地面至地震作用基准面的距离 (m)；

k ——动剪切模量折减系数。

考虑到土体的非线性特性，实际计算时，需根据不同地震动水平下地层应变水平的不同，考虑无量纲折减系数。动剪切模量折减系数依据地震安评报告来确定，没有相关资料时，E2 地震，建议粘土粉土取 1/5，砂卵石土取 1/8。

本计算土体的动剪切模量折减系数，在 E2 地震作用下，粘土粉土取 1/5，砂卵石土取 1/8。车站顶板处为杂填土，动剪切模量为 49.6MPa，代入上述公式结构顶拱 $\tau_U=18\text{kN/m}$ ；底板处为粉质粘土，动剪切模量为 194.7MPa，代入上述公式结构底板 $\tau_B=73\text{kN/m}$ ；结构侧墙 $\tau_S=(\tau_U+\tau_B)/2=45\text{kN/m}$ 。

7、结构惯性力计算

依据《城市轨道交通结构抗震设计规范》(GB50909-2014) 6.6.3，结构上的惯性力按下式计算：

$$f_i = m_i \ddot{u}_i$$

f_i ——结构 i 单元上作用的惯性力 (N)；

m_i ——结构 i 单元的质量 (kg)；

\ddot{u}_i ——地下结构顶底板位置处自由土层发生最大位移时刻，自由土层对应于结构 i 单元位置处的加速度 (m/s^2)。

惯性力作为集中力作用在结构形心上，方向均与地震方向相同。

8、地震工况计算结果

建立荷载—结构延米框架模型，将计算的结构侧壁地震反应位移施加于结构两侧面压缩弹簧及上部剪切弹簧远离结构的端部，即为施加于结构侧壁及顶部的地震作用力，使用 SAP2000 计算。

(1) 低水位地震工况内力图设计值

按照荷载效应的地震组合进行计算。

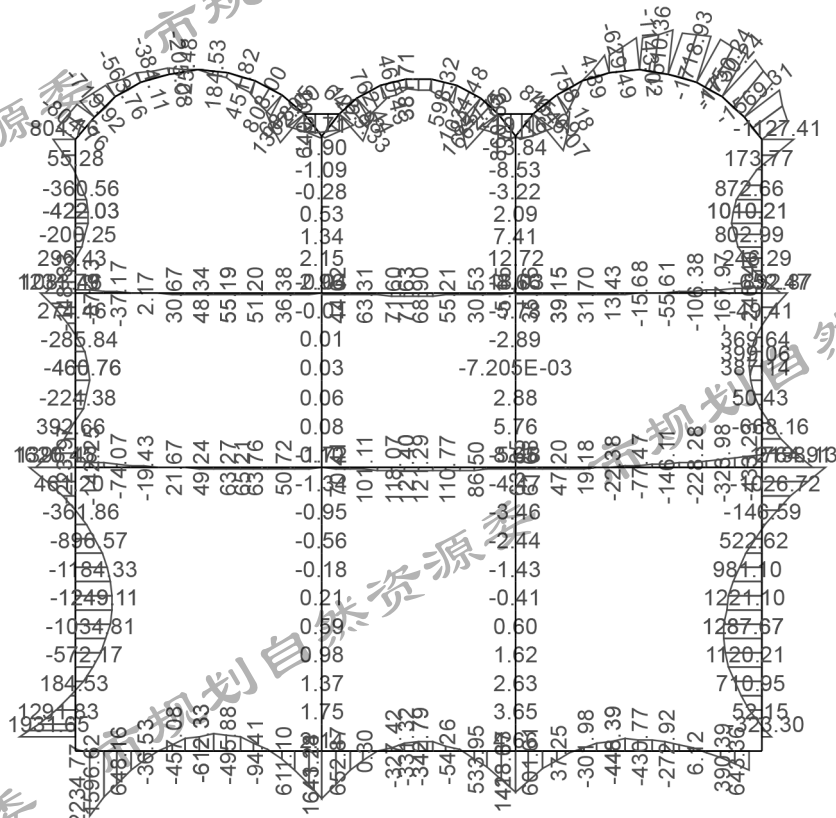


图 B.2-25 弯矩图 (单位: $\text{kN} \cdot \text{m}$)

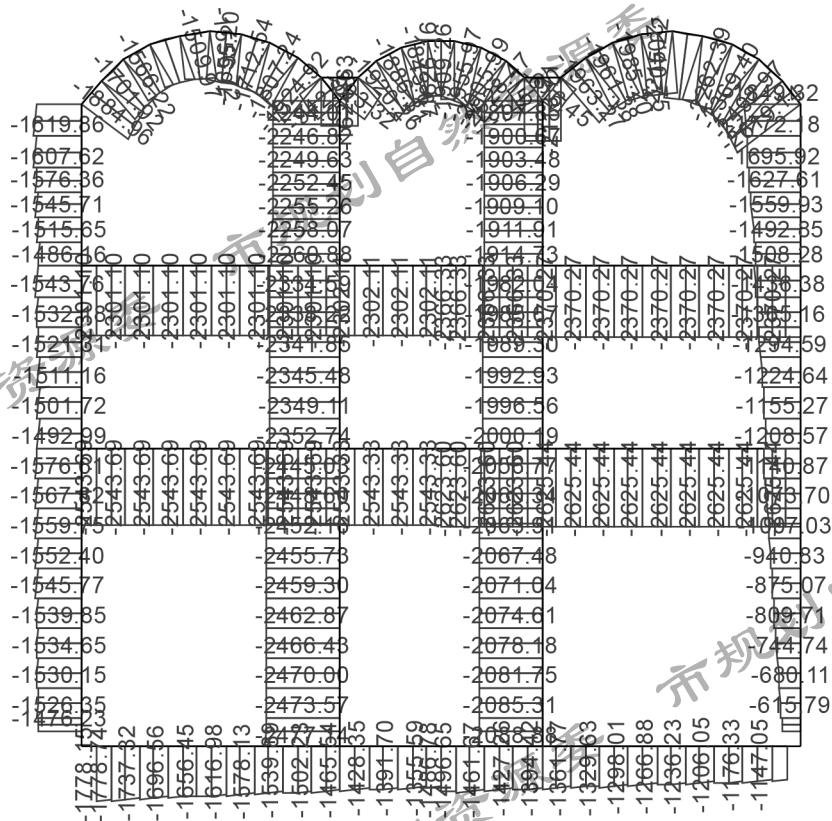


图 B.2-26 轴力图 (单位: kN)

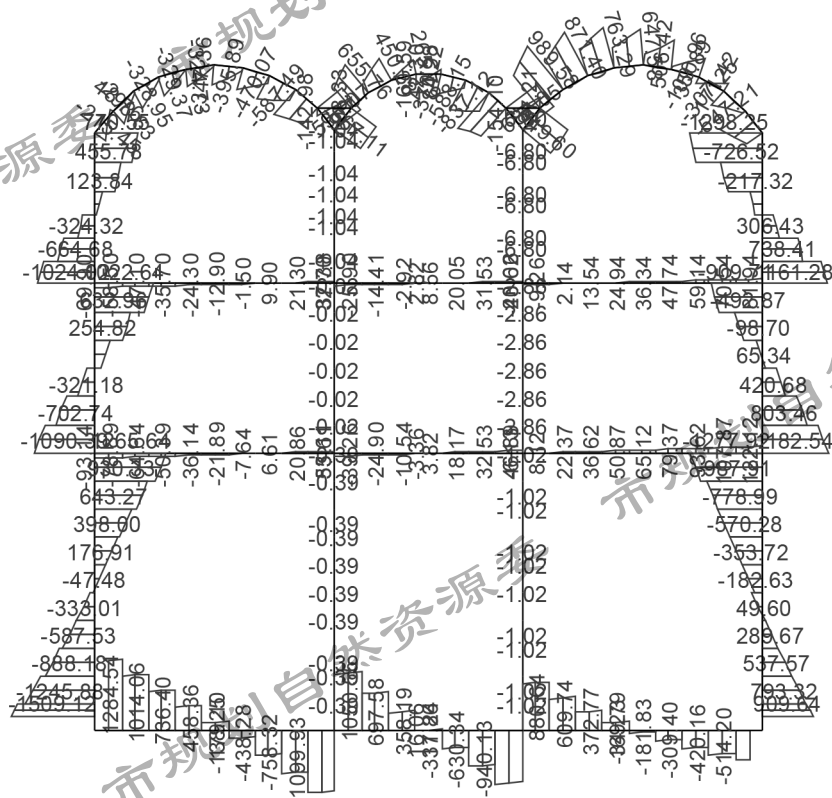


图 B.2-27 剪力图 (单位: kN)

(2) 高水位地震工况内力图设计值
按照荷载效应的地震组合进行计算:

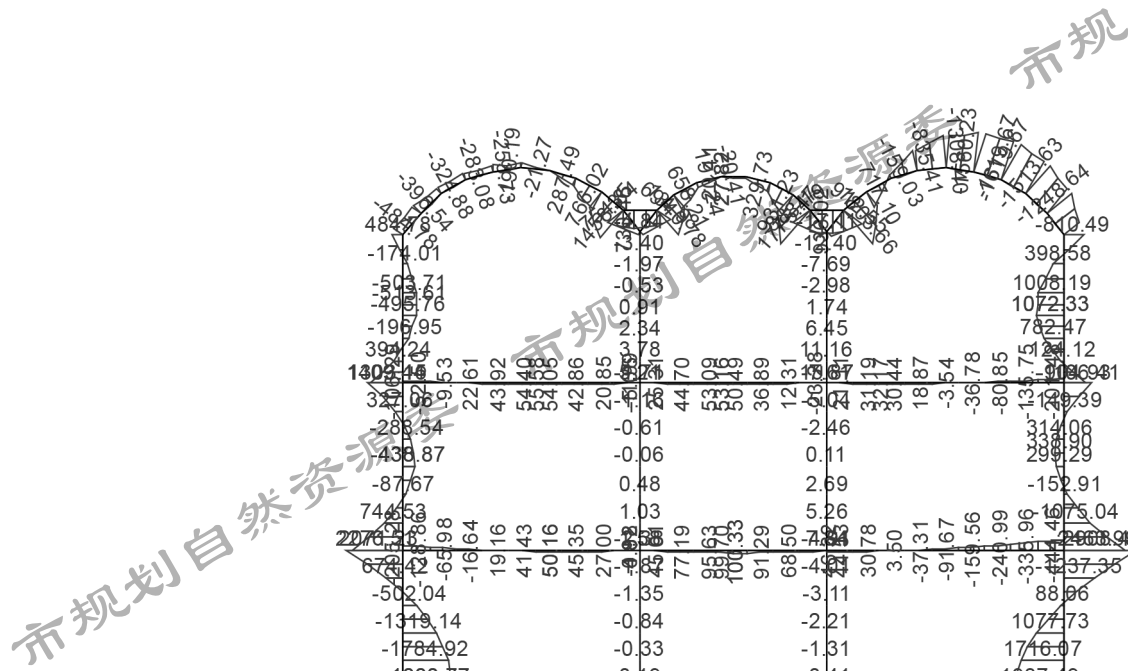


图 B.2-28 弯矩图 (单位: $\text{kN}\cdot\text{m}$)

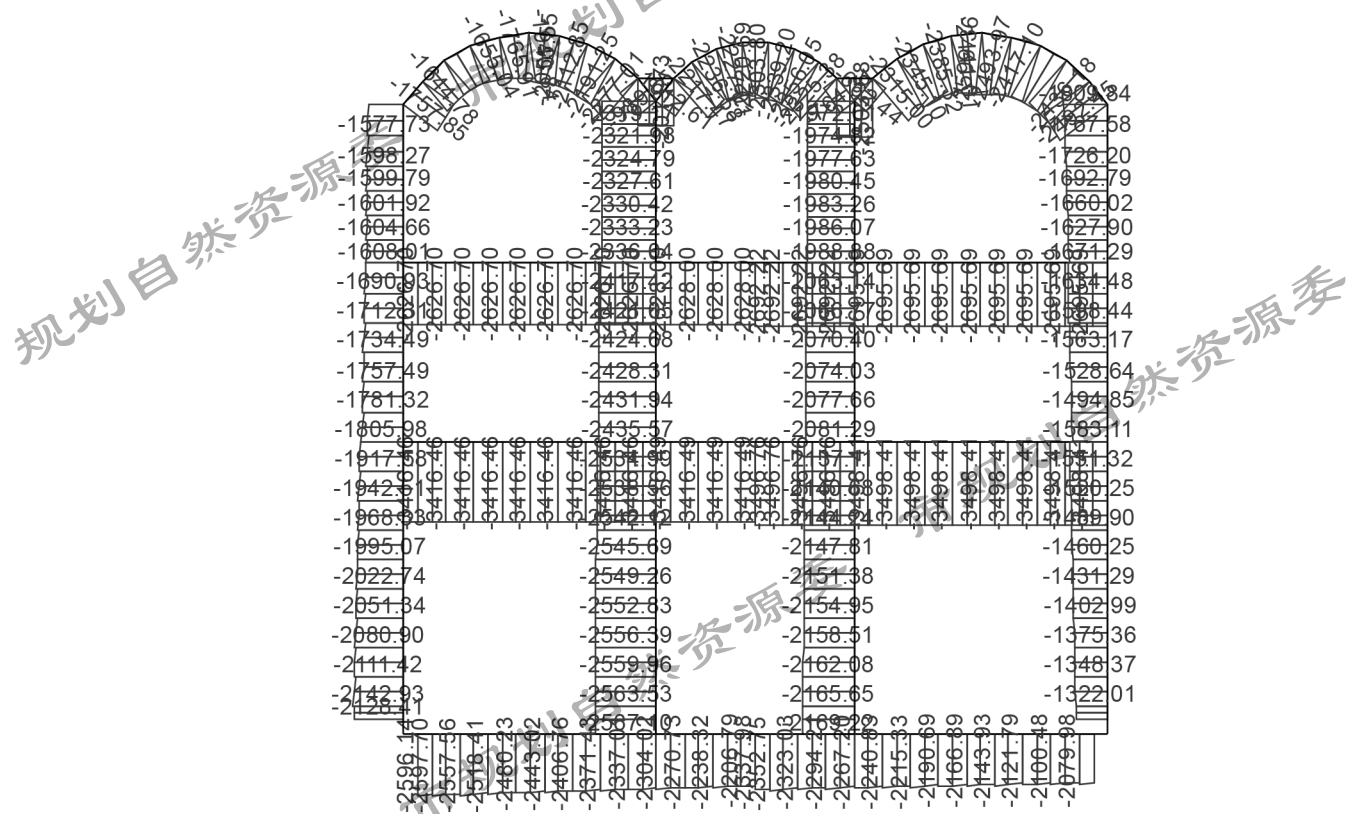


图 B.2-29 轴力图 (单位: kN)

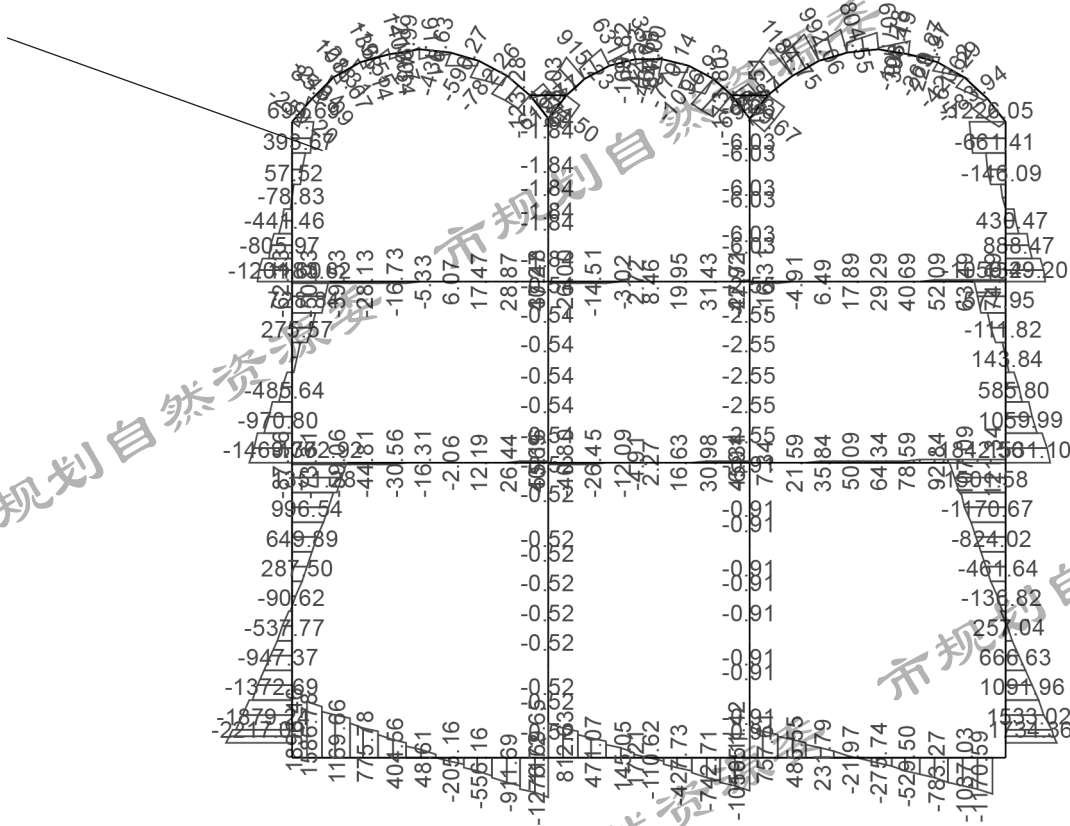


图 B.2-30 剪力图 (单位: kN)

四、计算结果分析

1、计算原则

(1) 按照荷载效应的基本组合或偶然组合进行承载力极限状态计算, 荷载效应的基本组合时结构的重要性系数取 1.1, 荷载效应的偶然组合时结构的重要性系数取 1.0。

(2) 裂缝宽度验算采用准永久组合。

(3) 暗挖结构的顶板、侧墙、底板、中楼板、柱按压弯、剪构件进行设计, 梁按弯、剪构件进行配筋设计。

(4) 结构配筋取各工况计算结果进行包络设计。

(5) 根据《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010) 第 5.4.2 节, 结构构件的截面抗震验算采用以下表达式:

$$S \leq R / \gamma_{RE}$$

S ——荷载效应组合的设计值, 包括组合的弯矩、轴向力和剪力设计值;

R ——结构构件承载力设计值;

γ_{RE} ——结构构件承载力抗震调整系数。

γ_{RE} 按《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010) 表 5.4.2 选取, 其中梁 $\gamma_{RE}=0.75$; 轴压比小于 0.15 的柱 $\gamma_{RE}=0.75$, 轴压比大于 0.15 的柱 $\gamma_{RE}=0.80$; 板、墙 $\gamma_{RE}=0.85$ 。

2、结构板墙计算分析

| 工况组合 | | | 施工工况 | | 抗浮工况 | | 地震 无水 工况 | 地震 抗浮 工况 | 配筋计算 | | 地震 是否控制 配筋 |
|-------------------|-------------|-------|----------|----------|----------|----------|----------------|----------------|------------------|----------|------------------|
| | | | 基本 组合 | 标准 组合 | 基本 组合 | 标准 组合 | | | 计算 配筋 | 实际 配筋 | |
| 截面位置 | | | | | | | | | | | |
| 顶板 (900 mm) | 边跨与侧 墙支座 | M | -1096 | -809 | -886 | -653 | -1750 | -1620 | 2886 | 32@150 | 否 |
| | | N | -2031 | -1500 | -1746 | -1289 | -2262 | -2494 | | | |
| | | V | -398 | -294 | -590 | -436 | -307 | -423 | | | |
| | 边跨跨中 | M | 646 | 476 | 351 | 257 | 185 | 21 | 1967 | 25@150 | 否 |
| | | N | -1125 | -845 | -1686 | -1248 | -1655 | -2056 | | | |
| | | V | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | |
| | 中柱支座 | M | 843 | 624 | 721 | 535 | 1663 | 1775 | 2689 | 32@150 | 是 |
| | | N | -1961 | -1449 | -2097 | -1550 | -2028 | -2325 | | | |
| | | V | -133 | -98 | -103 | -76 | -154 | -174 | | | |
| | 中跨跨中 | M | 230 | 170 | -174 | -129 | 382 | -20 | 1800 | 25@150 | 否 |
| | | N | -1423 | -1053 | -1668 | -1235 | -1909 | -2304 | | | |
| | | V | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | |
| 侧墙 (900 mm) | 与顶板支 座 | M | 1023 | 755 | 886 | 653 | -1127 | -810 | 2820 | 32@150 | 否 |
| | | N | -1785 | -1295 | -1748 | -1291 | -1849 | -1810 | | | |
| | | V | 570 | 421 | 583 | 431 | -1298 | -1226 | | | |
| | 上跨中 | M | -21 | -16 | -110 | -93 | 1010 | 1072 | 1800 | 28@150 | 否 |
| | | N | -1866 | -1360 | -1836 | -1356 | -1628 | -1693 | | | |
| | | V | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | |
| | 与负一层 板支座 | M | 205 | 152 | 426 | 315 | 1232 | 1409 | 2374 | 32@150 | 是 |
| | | N | -1973 | -1458 | -1969 | -1454 | -1458 | -1605 | | | |
| | | V | 358 | 152 | 528 | 391 | 1023 | 1184 | | | |
| | 中跨中 | M | -169 | -125 | -117 | -86 | -461 | -439 | 1800 | 28@150 | 否 |
| | | N | -2065 | -1526 | -2061 | -1523 | -1521 | -1734 | | | |
| | | V | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | |
| 与负二层 板支座 | M | 1543 | 1142 | 2644 | 1957 | -2198 | -2908 | 10775 | 32@150 32@150 | 否 | |
| | N | -2236 | -1652 | -2249 | -1662 | -1209 | -1583 | | | | |
| | V | 1098 | 812 | 1902 | 1408 | -1278 | -1843 | | | | |
| 下跨中 | M | 1040 | -770 | -2076 | 1537 | 1288 | 2007 | 8445 | 28@150 28@150 | 否 | |
| | N | -2386 | -1764 | -2400 | -1774 | -857 | -1431 | | | | |
| | V | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | |
| 与底板支 座 | M | 2096 | 1550 | 2784 | 2060 | 1932 | 2911 | 11124 | 32@150 32@150 | 否 | |
| | N | -2520 | -1863 | -2534 | -1873 | -1476 | -2128 | | | | |
| | V | -1347 | -997 | -2195 | -1625 | -1509 | -2217 | | | | |

| | | | | | | | | | | | |
|-----------------|---------|---|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------|------------------|---|
| 底板 (1100 mm) | 边跨与侧墙支座 | M | 2015 | 1491 | 3073 | 2274 | 2235 | 3320 | 9653 | 32@150 32@150 | 否 |
| | | N | -1515 | -1121 | -2485 | -1829 | -1778 | -2596 | | | |
| | | V | 1956 | 1446 | 2150 | 1590 | 1285 | 1896 | | | |
| | 边跨跨中 | M | -1634 | -1207 | -1346 | -994 | -612 | -852 | 3999 | 28@150 | 否 |
| | | N | -1515 | -1121 | -2485 | -1829 | -1656 | -2443 | | | |
| | | V | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | |
| | 中柱支座 | M | 1660 | 1226 | 1622 | 1198 | 1643 | 1468 | 4469 | 32@150 | 否 |
| | | N | -1515 | -1121 | -2485 | -1829 | -1466 | -2304 | | | |
| | | V | -1428 | -1081 | -1534 | -1134 | -1100 | -1276 | | | |
| | 中跨跨中 | M | 626 | 463 | -745 | -551 | 343 | -552 | 2200 | 28@150 | 否 |
| | | N | -1515 | -1121 | -2485 | -1829 | -1487 | -2338 | | | |
| | | V | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | |

经计算分析可知，控制工况出现在顶板与中柱结构相交位置，及地下一层侧墙与中楼板相交位置。经计算分析，结构配筋需要给与适当的加强，但无需增加构件截面尺寸。同时应注意，本算例为对称结构，因此可仅进行单侧地震力的验算，对于非对称结构需进行双侧地震力的验算。

3、钢管混凝土柱计算结果分析

车站结构中柱为 D900, t=20mm 钢管柱，柱跨 7m，为更准确反映框架柱在地震作用下内力情况，采用等代框架法模型，对中柱的抗震性能进行验算，计算结果如下：

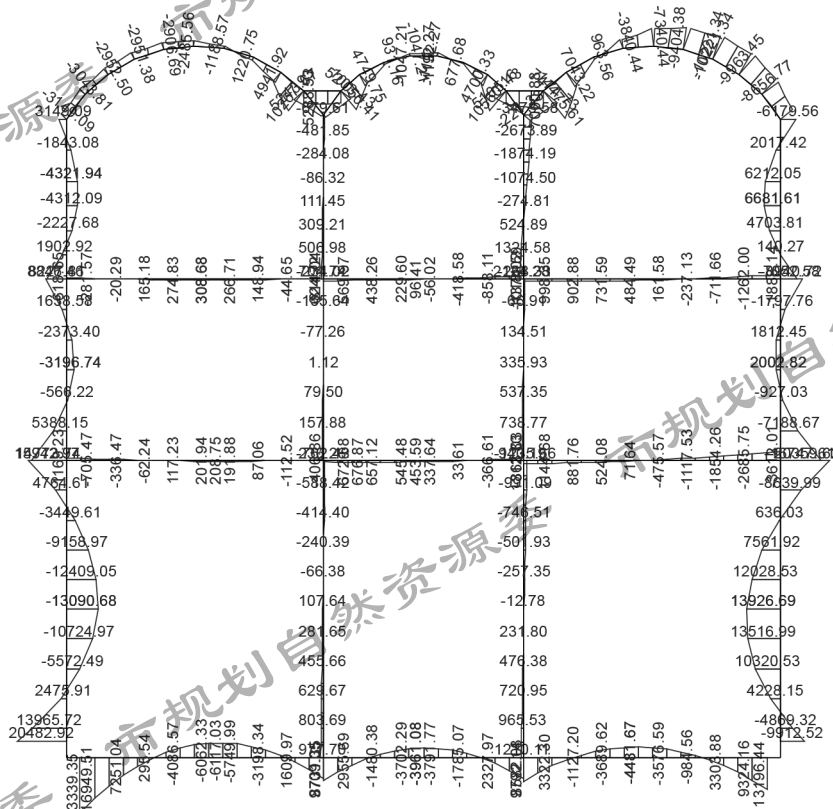


图 B.1-31 弯矩图 (单位: kN·m)

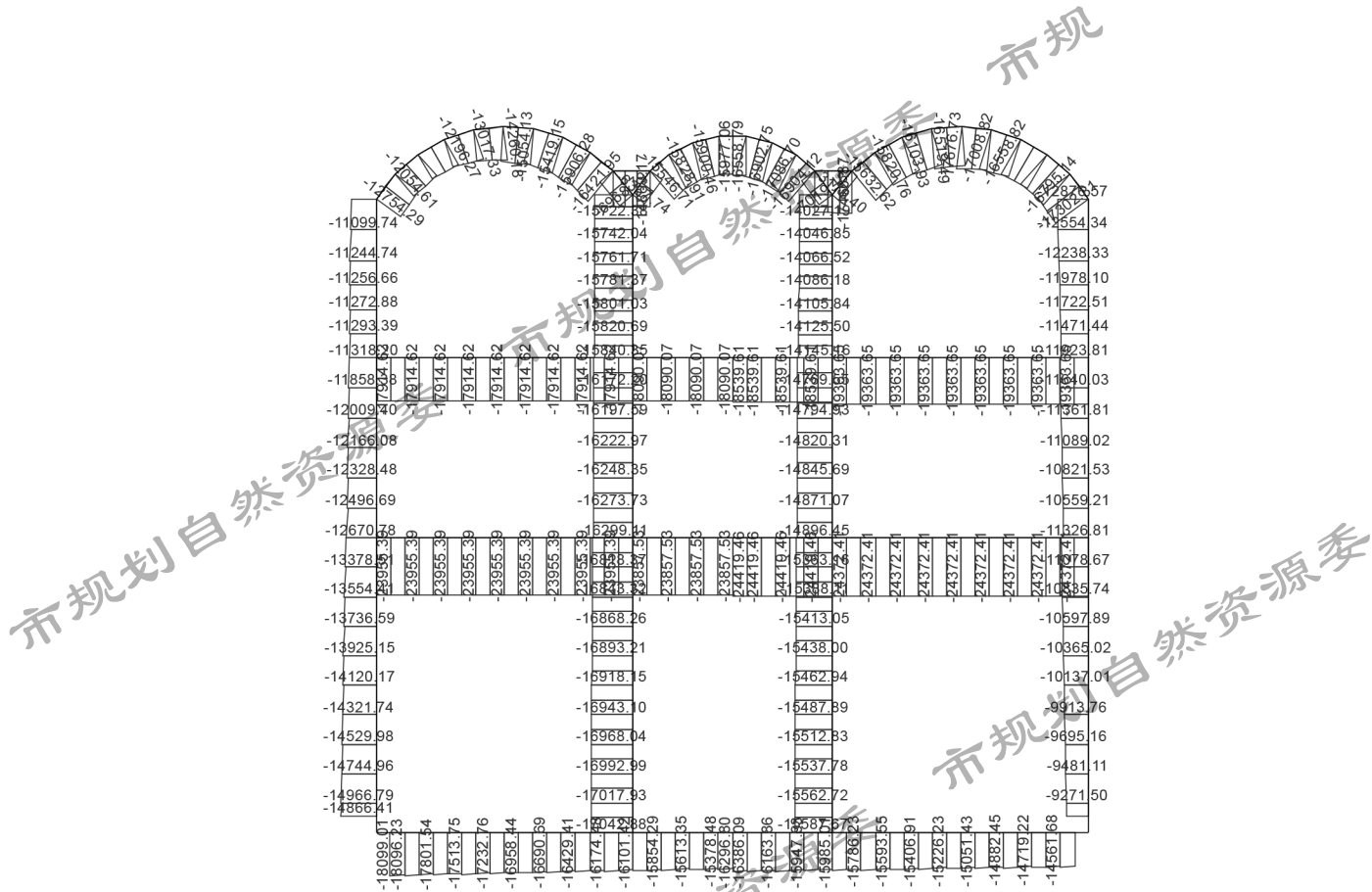


图 B.1-32 轴力图 (单位: kN)

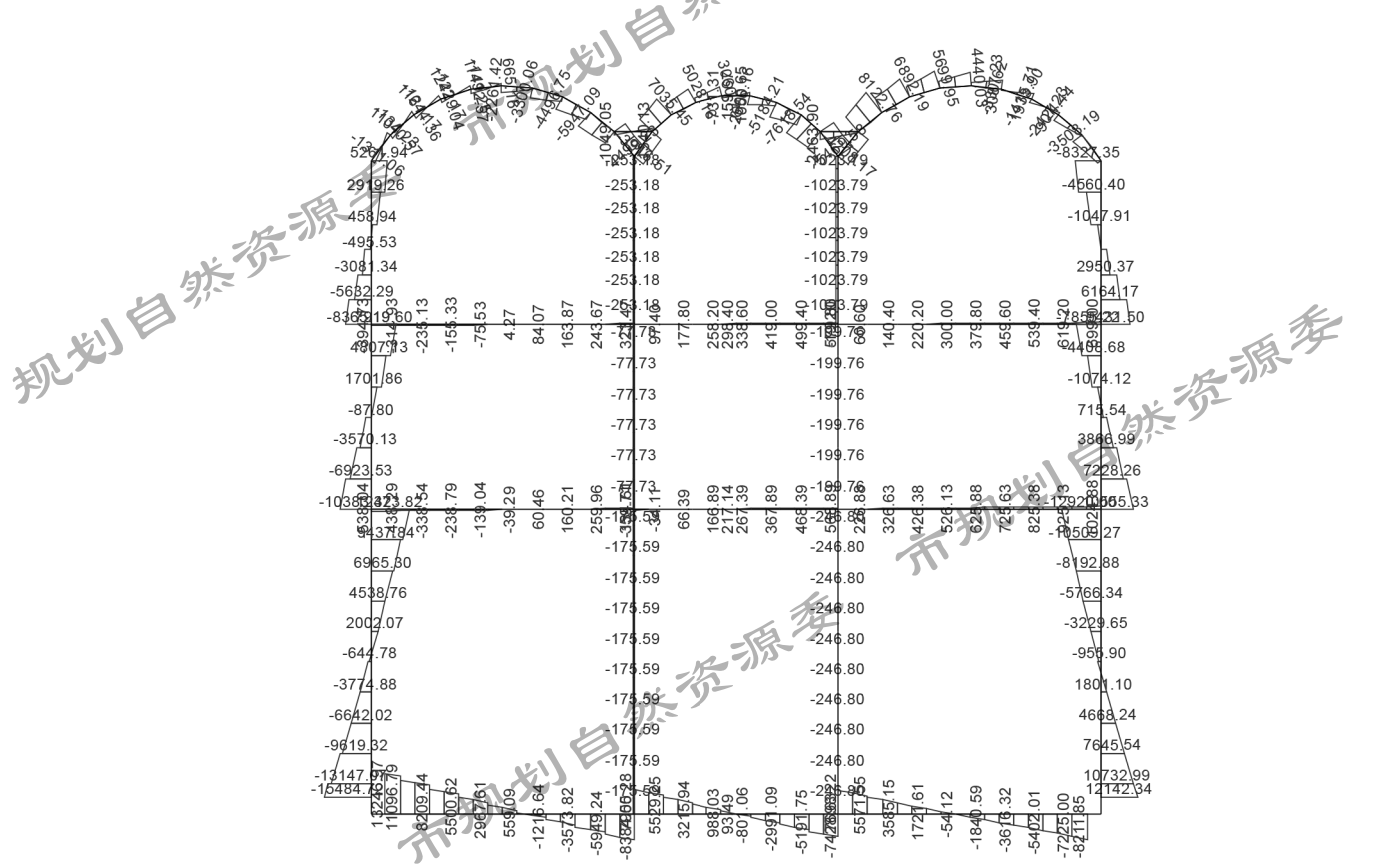


图 B.1-33 剪力图 (单位: kN)

抗震组合工况, 钢管柱承载力抗震调整系数取 $\gamma_{RE}=0.8$, 计算得钢管混凝土柱轴向受压承载力设计值为 $N=29647/0.8=37059kN > \gamma N=17043kN$, 满足设计要求。

施工工况钢管柱的计算长度最长为 21.3m，此工况为最不利工况，计算得钢管混凝土柱轴向受压承载力设计值为 $N_d=22368kN > \gamma N=1.0 \times 2740 \times 7=19180kN$ ，满足设计要求。

4、结构变形分析

主体结构抗震性能要求为 I，E2 地震作用下计，结构处于弹性工作阶段，应进行结构构件的弹性层间位移的验算。

根据《建筑抗震设计规范》(GB50010-2010) 进行结构构件的截面抗震验算，钢筋混凝土框架结构弹性层间位移角限值为 1/550。

(1) 常水位地震工况结构变形分析

E2 地震作用下计，本案例常水位地震工况结构变形图如下：

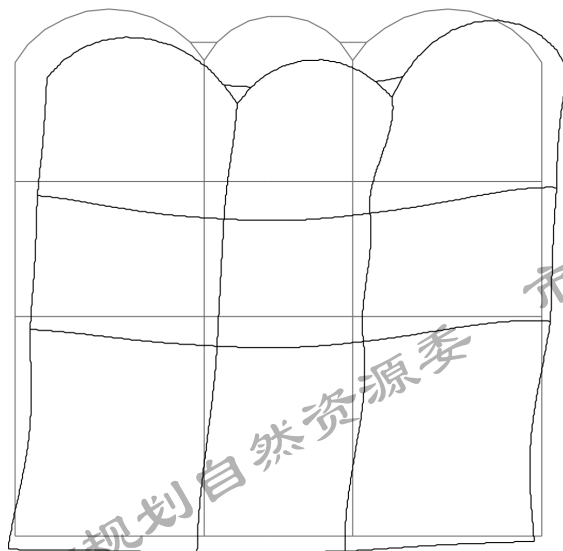


图 B.2-34 结构变形图

取最大值验算如下：

负一层层间位移角： $0.0057/5.35=1/939 < 1/550$ ，满足规范中抗震性能 I 要求；

负二层层间位移角： $0.0037/6.05=1/1635 < 1/550$ ，满足规范中抗震性能 I 要求；

负三层层间位移角： $0.0109/9.91=1/909 < 1/550$ ，满足规范中抗震性能 I 要求。

(2) 抗浮水位地震工况结构变形分析

E2 地震作用下计，本案例抗浮水位地震工况结构变形图如下：

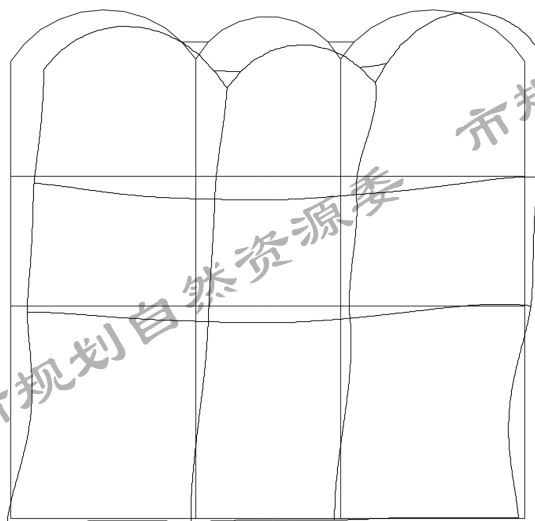


图 B.2-35 结构变形图

取最大值验算如下：

负一层层间位移角： $0.0076/5.35=1/704 < 1/550$ ，满足规范中抗震性能 I 要求；

负二层层间位移角： $0.0036/6.05=1/1681 < 1/550$ ，满足规范中抗震性能 I 要求；

负三层层间位移角： $0.0091/9.91=1/1089 < 1/550$ ，满足规范中抗震性能 I 要求。

B.3 盾构法区间隧道抗震计算案例

一、工程概况

1、结构简况

盾构区间标准段宽 6.4m，管片厚 300mm，底部埋深约 18.1m，顶板覆土约 11.7m。区间构件尺寸如下

图所示：

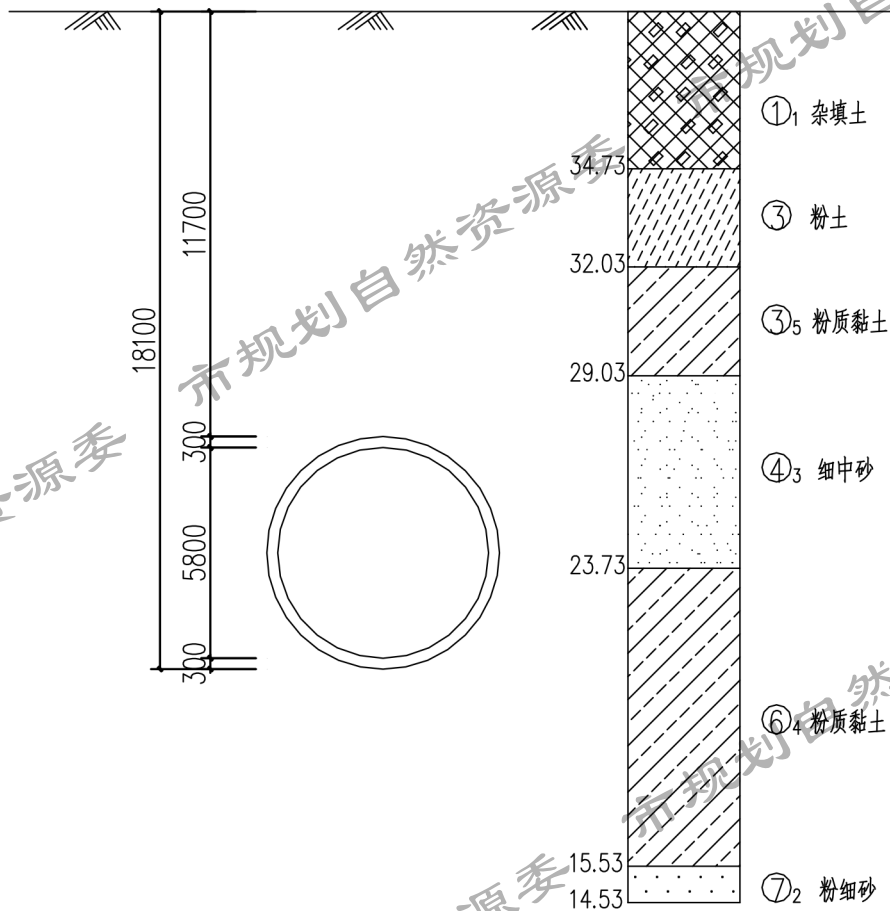


图 B.3-1 区间结构标准横剖面图

2、地质条件

根据钻探资料及室内土工试验结果，按地层沉积年代、成因类型，将本工程场地勘探范围内的土层划分为人工堆积层、第四纪全新世冲洪积层、第四纪晚更新世冲洪积层三大类，具体物理力学参数见表 B.3-1。

表 B.3-1 地层的物理力学参数

| 层号 | 岩土名称 | 垂直基床系数 K_v (MPa/m) | 水平基床系数 K_h (MPa/m) | 剪切波速 V_s (m/s) | 动弹性模量 E_d (MPa) | 动泊松比 μ_d | 动剪切模量 G_d (MPa) |
|----------------|------|-------------------------|-------------------------|---------------------|----------------------|-----------------|----------------------|
| ① ₁ | 杂填土 | \ | \ | 169.80 | 133.90 | 0.36 | 49.60 |
| ③ | 粉土 | 25.00 | 25.00 | 208.30 | 238.20 | 0.35 | 88.50 |
| ③ ₅ | 粉质黏土 | 33.50 | 31.80 | 235.90 | 293.40 | 0.37 | 107.30 |
| ④ ₃ | 细中砂 | 36.00 | 38.00 | 275.50 | 420.90 | 0.30 | 161.60 |
| ⑥ ₄ | 粉质黏土 | 35.10 | 37.20 | 272.50 | 405.70 | 0.36 | 148.60 |
| ⑦ | 卵石 | 60.00 | 56.00 | 428.60 | 1047.00 | 0.27 | 413.80 |
| ⑦ ₂ | 粉细砂 | 45.00 | 40.00 | 287.00 | 747.80 | 0.29 | 289.00 |
| ⑧ ₁ | 粉质黏土 | 46.90 | 52.90 | 309.40 | 520.60 | 0.36 | 194.70 |

3、结构计算参数

隧道标准段的结构埋深，场地特性统计见下表。

表 B.3-2 结构埋深，抗浮水位，场地特性

| 类别 | 数值 |
|---------------------------------|-------|
| 抗浮水位埋深 (m) | 2.5 |
| 底板以上土体加权容重 (kN/m ³) | 20.00 |
| 底板以上土体加权水平侧压力系数 K_0 | 0.34 |
| 底板处土体垂直基床系数 K_v (MPa/m) | 60.0 |
| 底板以上土体动剪切模量 G_d (MPa) | 413.8 |
| 场地特征周期值 (s) | 0.35 |
| 地震动峰值加速度 (m/s ²) | 0.2g |
| 场地类型 | II |

4、工程材料

混凝土强度等级 C50，抗渗等级 P12。

5、荷载及组合

(1) 荷载分类

结构设计根据结构类型，根据《地铁设计规范》(GB 50157-2013)，按永久荷载、可变荷载、偶然荷载（地震作用、人防荷载）进行分类，对结构整体或构件可能出现的最不利组合进行计算。在决定荷载的数值时，考虑施工和使用过程中发生的变化。结构计算时考虑荷载如下表所示：

表 B.3-3 地下结构荷载分类表

| 荷载类型 | | 荷载名称 |
|----------------|---------|--------------------------|
| 永久荷载 | | 结构自重 |
| | | 地层压力 |
| | | 结构上部和受影响范围内的设施及建筑物压力 |
| | | 水压力及浮力 |
| | | 混凝土收缩及徐变作用 |
| | | 预加应力 |
| | | 设备荷载 |
| | | 设备基础、建筑做法、建筑隔墙等引起的结构附加荷载 |
| | | 地基下沉影响力 |
| | | 可变荷载 |
| 地面车辆荷载引起的侧向土压力 | | |
| 地铁车辆荷载及其冲击力 | | |
| 其他可变荷载 | 人群荷载 | |
| | 温度变化影响力 | |
| | 施工荷载 | |
| 偶然荷载 | | 地震荷载 |
| | | 人防荷载 |

(2) 施工及正常使用阶段

1) 结构自重：结构自身重量产生的沿构件轴线分布的竖向荷载。

2) 地层压力：

竖向压力：当覆土 $< 2D$ 时，按全土柱计算；但覆土 $> 2D$ 时，需考虑卸载拱作用的影响，按泰沙基公式计算，当计算塌落拱 $< 2D$ 时取 $2D$ 。

水平压力：施工期间支护结构的外土压力按朗金公式的主动土压力计算。使用阶段结构承受的水平力按静止土压力计算。设计采用的侧向水、土压力，对于粘性土地层采用水土合算，对于砂性土地层采用水土分算的办法。

3) 水压力：作用于顶板的水压力等于作用在其顶点的静水压力值，作用于底板底的水压力等于作用在最低点的静水压力值。垂直方向的水压力取为均布荷载。水平方向的水压力取为梯形分布荷载，其值等于静水压力。

4) 侧向地层抗力和地基反力：采用弹簧进行模拟。

5) 地面超载：按 20kPa 计算。

(3) 地震动作用

地震动参数依据《中国地震动参数区划图》及《工程场地地震安全性评价报告》取值，具体内容详见后续“结构的反应计算”抗震设计参数内容。

(4) 荷载组合

在确定荷载的数值时，应考虑施工期间和使用年限内预期可能发生的变化进行最不利荷载组合，荷载组合及不同组合工况下的荷载分项系数应按下表取值。

表 B.3-4 主要荷载组合

| 荷载组合 | 验算工况 | 永久荷载 | 可变荷载 | 偶然荷载 | |
|----------------|----------|------------|------|------|------|
| | | | | 地震荷载 | 人防荷载 |
| 永久荷载+可变荷载 | 构件强度验算 | 1.35 (1.0) | 1.4 | | |
| | 构件裂缝宽度验算 | 1.0 | 0.8 | | |
| | 构件变形验算 | 1.0 | 0.8 | | |
| 永久荷载+可变荷载+地震荷载 | 构件强度验算 | 1.2 (1.0) | 0.6 | 1.3 | |
| 永久荷载+人防荷载 | 构件强度验算 | 1.2 (1.0) | | | 1.0 |

注：括号内的数字用于该荷载对结构作用有利时的分项系数取值。

二、正常使用阶段内力计算

1、工况选取及计算简图

结构计算工况应根据结构在实际使用中可能出现的各种不利作用，经综合分析后，正常使用阶段取低水位工况与抗浮高水位工况进行受力分析计算。各工况计算简图分别绘制如图 B.3-2：

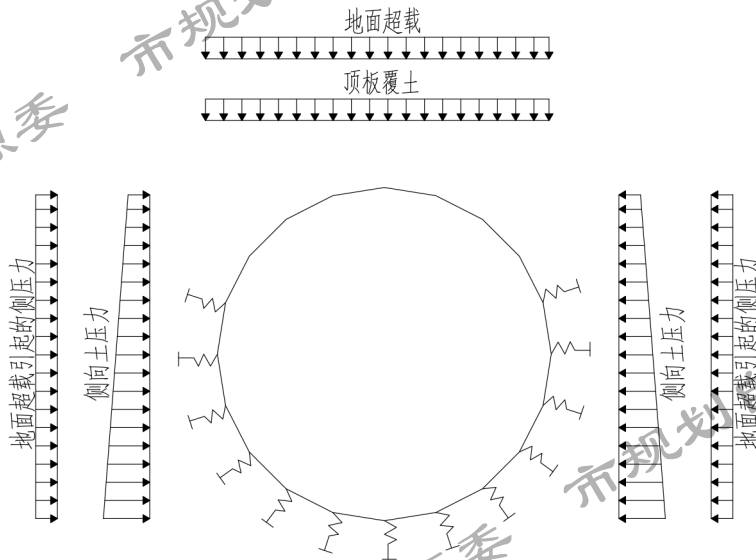


图 B.3-2 低水位工况结构计算模型

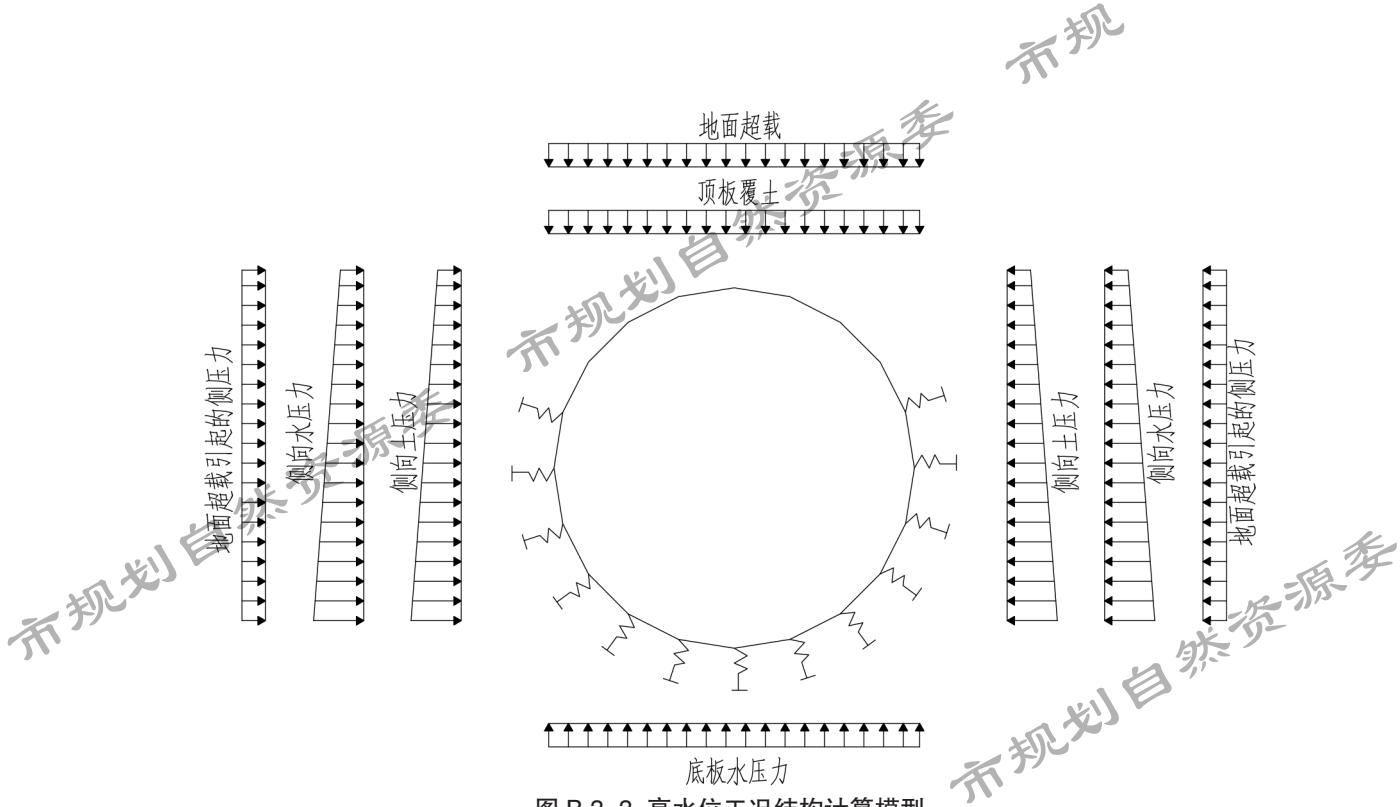


图 B.3-3 高水位工况结构计算模型

在确定荷载的数值时，应考虑施工期间和使用年限内预期可能发生的变化进行最不利荷载组合，荷载组合及不同组合工况下的荷载分项系数应按表 B.3-4 取值。

2、正常使用阶段低水位工况内力设计值

(1) 承载能力极限状态

承载能力极限状态，按照荷载效应的基本组合进行计算：

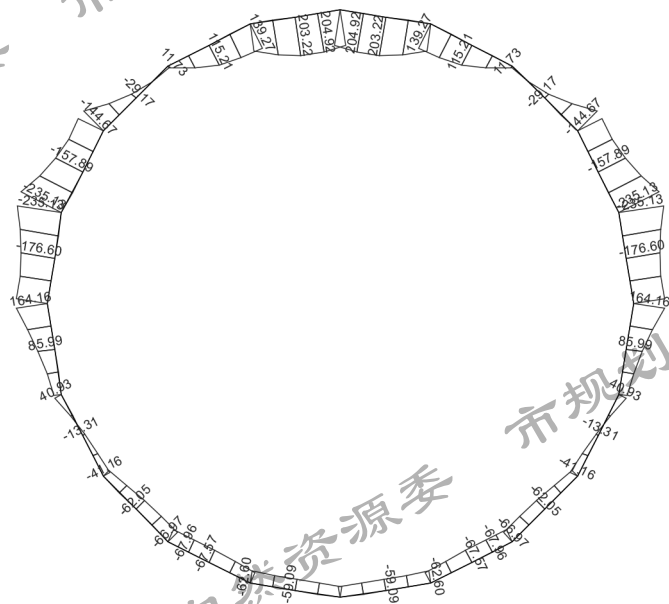


图 B.3-4 弯矩图 (单位: kN·m)

市规划自然资源委 市规

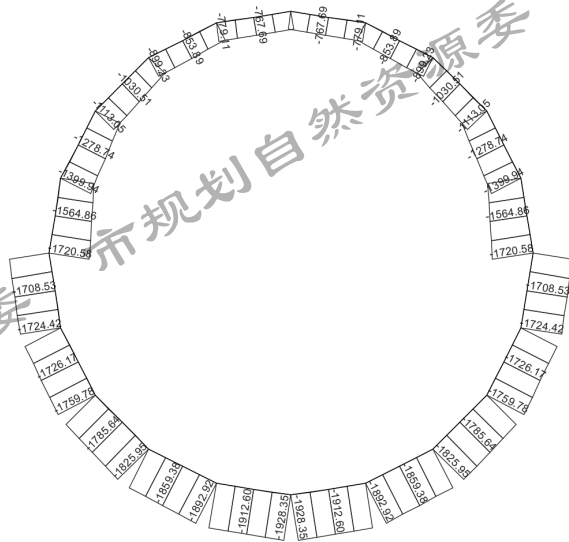


图 B.3-5 轴力图 (单位 : kN)

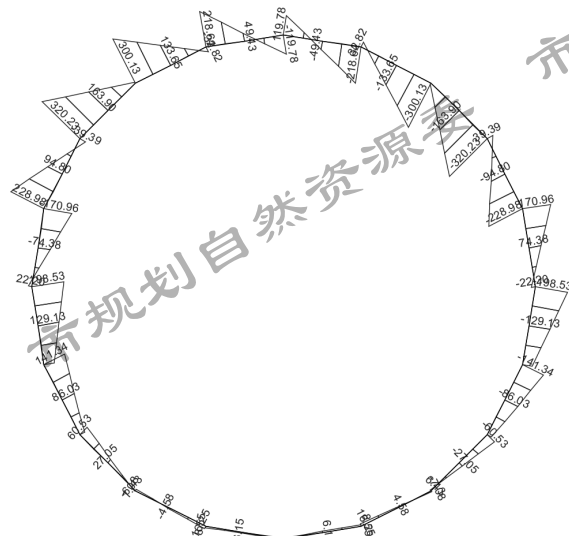


图 B.3-6 剪力图 (单位 : kN)

(2) 正常使用极限状态

正常使用极限状态，按照荷载效应的准永久组合进行计算：

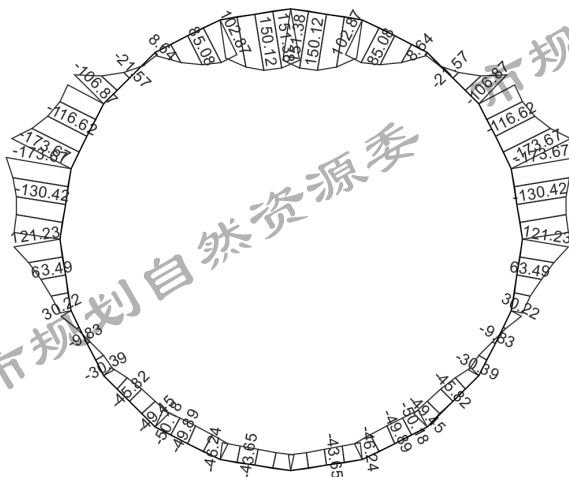


图 B.3-7 弯矩图 (单位 : kN·m)

划自然资源委

市规划自然资源委 市规

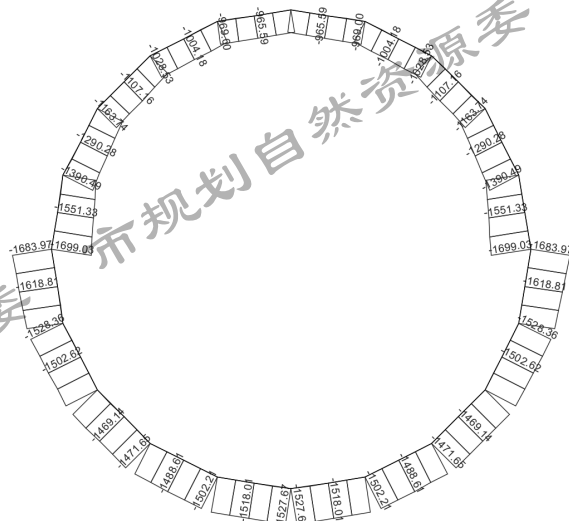


图 B.3-11 轴力图 (单位: kN)

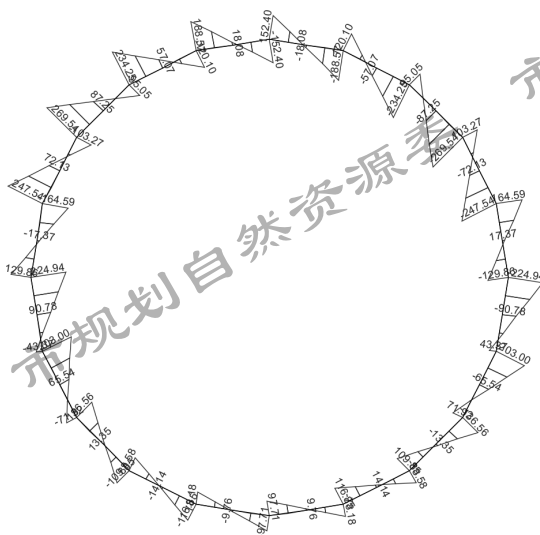


图 B.3-12 剪力图 (单位: kN)

(2) 正常使用极限状态

正常使用极限状态, 按照荷载效应的准永久组合进行计算:

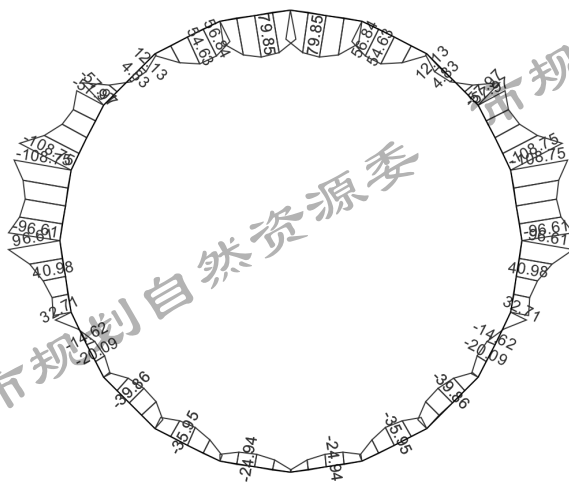


图 B.3-13 弯矩图 (单位: kN·m)

规划自然资源委 市规划自然资源委

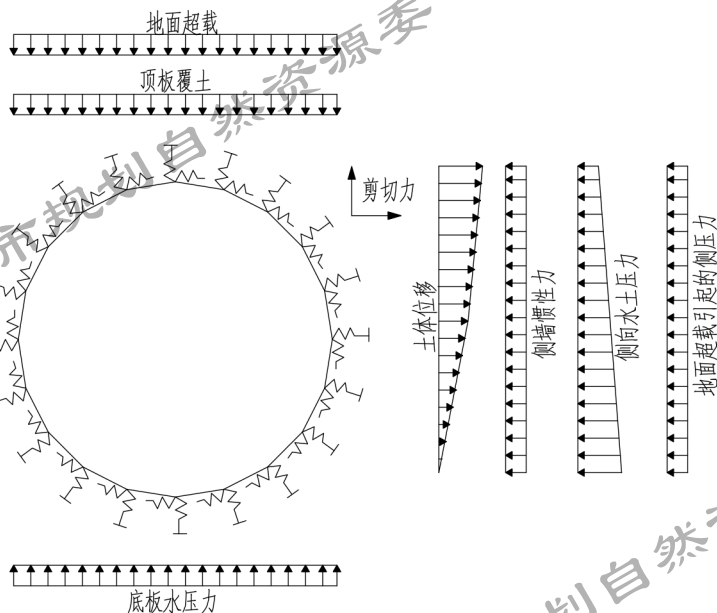


图 B.3-16 反应位移法计算简图

其中作用于 A 点水平向的节点力 $F_{Ax} = \tau_A L d \sin \theta$ ，作用于 A 点竖直向的节点力 $F_{Az} = \tau_A L d \cos \theta$ ， τ_A 为 A 点的剪切力。荷载组合及不同组合工况下的荷载分项系数应按表 B.3-4 取值。

4、地基动弹簧刚度取值

根据《城市轨道交通结构抗震设计规范》6.6.2 规定，地基弹簧刚度可按下式计算：

$$k = K_n L d$$

$$K_n = k_n \cos^2 \sigma + k_v \sin^2 \sigma$$

- k —— 压缩地基弹簧刚度 (N/m)；
- K_n —— 基床系数 (N/m³)；
- L —— 垂直于结构横向的计算长度 (m)；
- d —— 土层沿隧道与地下车站纵向的计算长度 (m)；
- k_n —— 地层平均水平基床系数 (N/m³)；
- k_v —— 地层平均垂直基床系数 (N/m³)；
- σ —— 弹簧的作用中心线与水平线的夹角。

地基剪切弹簧刚度可按下式计算：

$$k_s = \frac{1}{3} k$$

k_s —— 剪切地基弹簧刚度 (N/m)。

基床系数按地勘提供取值，L 按计算模型中杆件实际长度取值，d 按 1m 取值。

5、弹性支座点位移计算

根据《城市轨道交通结构抗震设计规范》(GB 50909-2014)，地震时深度 z 处土层的水平位移：

$$U(z) = \frac{1}{2} u_{\max} \cos \frac{\pi z}{2H}$$

- $U(z)$ —— 地震时深度 z 处土层的水平位移 (m)；
- z —— 埋深 (m)；
- u_{\max} —— 场地地表最大位移；
- H —— 地面至地震作用基准面的距离 (m)。

表 B.3-5 II 类场地设计地震动峰值位移 $u_{maxII}(m)$

| | | | | | | |
|----------------|------|------|------|------|------|------|
| 地震动峰值加速度分区 (g) | 0.05 | 0.10 | 0.15 | 0.20 | 0.30 | 0.40 |
| E1 地震作用 | 0.02 | 0.04 | 0.05 | 0.07 | 0.10 | 0.14 |
| E2 地震作用 | 0.03 | 0.07 | 0.10 | 0.13 | 0.20 | 0.27 |
| E3 地震作用 | 0.08 | 0.15 | 0.21 | 0.27 | 0.35 | 0.41 |

表 B.3-6 场地地震动峰值位移调整系数 Γ_u

| 场地类别 | 场地设计地震动峰值位移 (m) | | | | | |
|-------|-----------------|------|------|------|------|-------------|
| | ≤ 0.03 | 0.07 | 0.10 | 0.13 | 0.20 | ≥ 0.27 |
| I_0 | 0.75 | 0.75 | 0.80 | 0.85 | 0.90 | 1.00 |
| I_1 | 0.75 | 0.75 | 0.80 | 0.85 | 0.90 | 1.00 |
| II | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| III | 1.20 | 1.20 | 1.25 | 1.40 | 1.40 | 1.40 |

根据《城市轨道交通结构抗震设计规范》及北京市抗震设防烈度要求由表可知，在 II 类场地下，考虑 E2 地震作用，地震动峰值位移为 0.13，由表 B.3-6 可知，调整系数为 1.0，所以 u_{max} 取 0.13m。覆盖层厚度取 70m。

取结构底板位移为零，其划分单元后弹簧支座点施加的支座位移及相对位移如表 B.3-7 所示。

表 B.3-7 地震各弹簧支座点施加的支座绝对位移及相对位移 (m)

| 节点号 | 埋深 | 水平位移 | 位移差 | 节点号 | 埋深 | 水平位移 | 位移差 |
|-----|-------|----------|---------|-----|-------|----------|---------|
| 1 | 11.22 | 0.062953 | 0.00316 | 7 | 15.21 | 0.061253 | 0.00185 |
| 2 | 11.37 | 0.062898 | 0.00310 | 8 | 16.06 | 0.060827 | 0.00140 |
| 3 | 11.80 | 0.062736 | 0.00305 | 9 | 16.74 | 0.060474 | 0.00098 |
| 4 | 12.48 | 0.062471 | 0.00289 | 10 | 17.17 | 0.060239 | 0.00062 |
| 5 | 13.33 | 0.062118 | 0.00262 | 11 | 17.32 | 0.060157 | 0.00039 |
| 6 | 14.27 | 0.061699 | 0.00227 | | | | |

6、结构与周围土层间的剪切力计算

结构与周围土层间的剪切力，通过土层位移微分确定土层应变，最终通过剪应变及土层动剪切模量确定土层剪力。

$$\gamma_{xz} = \frac{\partial u(z)}{\partial z} = -\frac{\pi}{2H} \frac{1}{2} u_{max} \sin \frac{\pi z}{2H}$$

$$\tau = kG_{max} \gamma_{xz}$$

G_{max} ——土体的动剪切模量；

u_{max} ——基本设计地震动峰值位移；

z ——结构深度 (m)；

H ——地面至地震作用基准面的距离 (m)；

k ——动剪切模量折减系数。

考虑到土体的非线性特性，实际计算时，需根据不同地震动水平下地层应变水平的不同，考虑无量纲折减系数。动剪切模量折减系数依据地震安评报告来确定，没有相关资料时，E2地震，建议粘土粉土取 1/5，砂卵石土取 1/8。

本计算土体的动剪切模量折减系数，在 E2 地震作用下，粘土粉土取 1/5，砂卵石土取 1/8。相应节点剪切力计算如下：

| 节点号 | z | 水平位移 | 动剪切模量 (kPa) | 折减系数 | 剪力值 (kN/m) | 节点力 (kN) |
|-----|-------|----------|-------------|-------|------------|-------------------------------|
| 1 | 11.22 | 0.062953 | 270600 | 0.125 | 12 | $F_x=12 ; F_y=0$ |
| 2 | 11.37 | 0.062898 | 270600 | 0.125 | 12 | $F_x=11.41 ; F_y= \pm 3.71$ |
| 3 | 11.80 | 0.062736 | 270600 | 0.125 | 13 | $F_x=10.52 ; F_y= \pm 7.64$ |
| 4 | 12.48 | 0.062471 | 270600 | 0.125 | 14 | $F_x=8.23 ; F_y= \pm 11.33$ |
| 5 | 13.33 | 0.062118 | 270600 | 0.125 | 15 | $F_x=4.64 ; F_y= \pm 14.27$ |
| 6 | 14.27 | 0.061699 | 270600 | 0.125 | 16 | $F_x=0 ; F_y= \pm 16$ |
| 7 | 15.21 | 0.061253 | 270600 | 0.125 | 17 | $F_x=-5.25 ; F_y= \pm 16.17$ |
| 8 | 16.06 | 0.060827 | 270600 | 0.125 | 17 | $F_x=-9.99 ; F_y= \pm 13.75$ |
| 9 | 16.74 | 0.060474 | 270600 | 0.125 | 18 | $F_x=-14.56 ; F_y= \pm 10.58$ |
| 10 | 17.17 | 0.060239 | 270600 | 0.125 | 19 | $F_x=-18.07 ; F_y= \pm 5.87$ |
| 11 | 17.32 | 0.060137 | 270600 | 0.125 | 19 | $F_x=-19 ; F_y=0$ |

7、结构惯性力计算

依据《城市轨道交通结构抗震设计规范》(GB50909-2014) 6.6.3，结构上的惯性力按下式计算：

$$f_i = m_i \ddot{u}_i$$

f_i ——结构 i 单元上作用的惯性力 (N)；

m_i ——结构 i 单元的质量 (kg)；

\ddot{u}_i ——地下结构顶底板位置处自由土层发生最大位移时刻，自由土层对应于结构 i 单元位置处的加速度 (m/s^2)。

惯性力作为集中力作用在结构形心上，方向均与地震方向相同。

8、地震工况计算结果

建立荷载—结构延米模型，使用 SAP2000 计算得到车站结构的地震内力，如图下图所示。

(1) 低水位地震工况内力图设计值

按照荷载效应的地震组合进行计算：

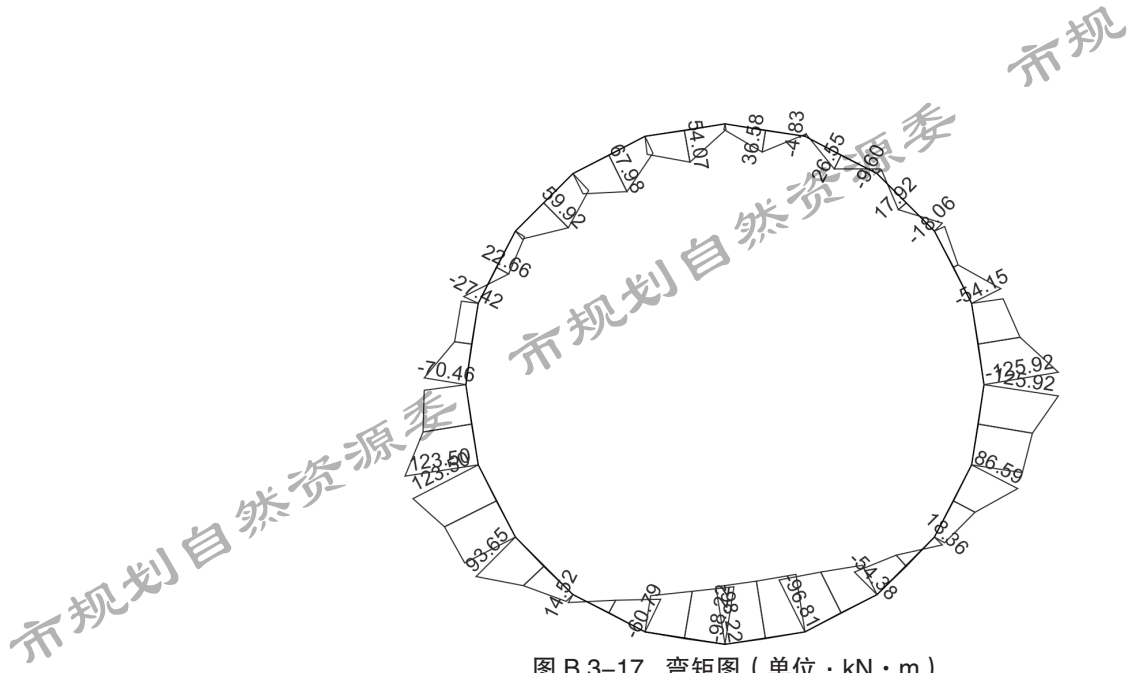


图 B.3-17 弯矩图 (单位: $\text{kN}\cdot\text{m}$)

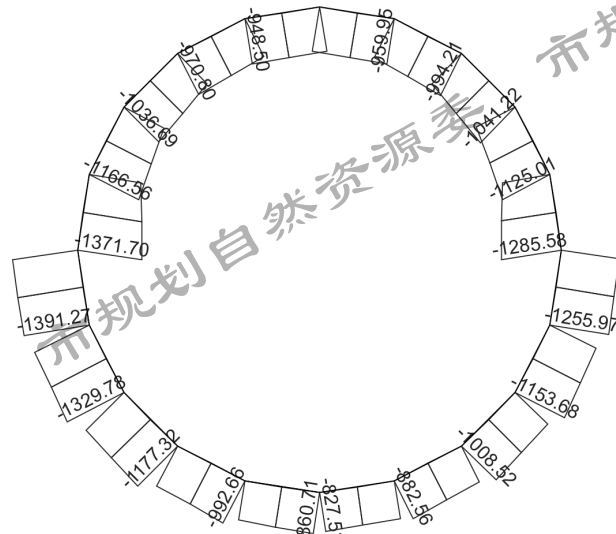


图 B.3-18 轴力图 (单位: kN)

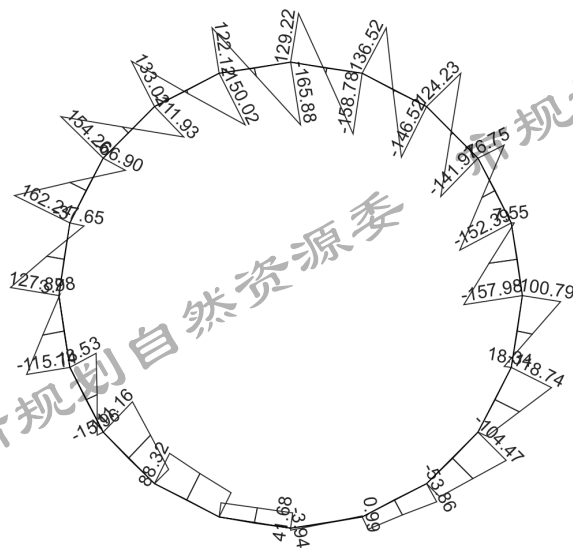


图 B.3-19 剪力图 (单位: kN)

(2) 高水位地震工况内力设计值
按照荷载效应的地震组合进行计算：



图 B.3-20 弯矩图 (单位: kN·m)

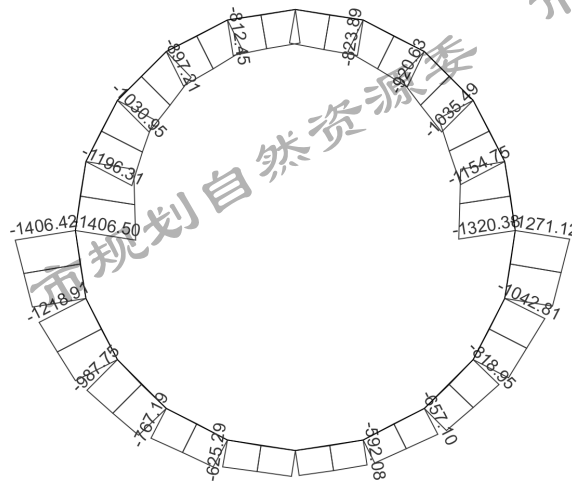


图 B.3-21 轴力图 (单位: kN)

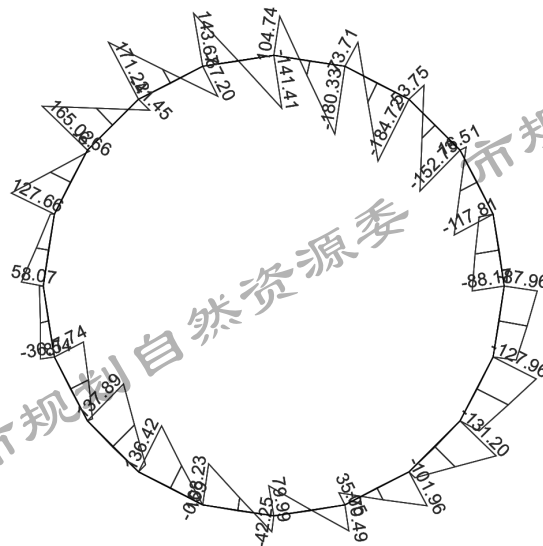


图 B.3-22 剪力图 (单位: kN)

四、计算结果分析

(1) 管片结构计算分析

| 位置 | 截面高 mm | 正常使用阶段内力包络值 | | | 抗震工况内力包络值 | | | 配筋 | 地震 是否控 制配筋 |
|----|-----------|-------------|----------|----------|------------|----------|----------|--------|------------------|
| | | 弯矩 kN·m | 轴力 kN | 计算 配筋 | 弯矩 kN·m | 轴力 kN | 计算 配筋 | | |
| 拱顶 | 300 | 205 | 768 | 2177 | 117 | 812 | 626 | 20@150 | 否 |
| 拱腰 | 300 | 235 | 1400 | 1904 | 162 | 1320 | 600 | 20@150 | 否 |
| 拱底 | 300 | 59 | 1928 | 600 | 117 | 604 | 826 | 20@150 | 否 |

注：混凝土管片按压弯构件设计，在内力计算中，正常使用阶段考虑施工和使用期间竖向及水平向的最不利荷载工况进行包络设计。

2、结构变形分析

主体结构抗震性能要求为 I，E2 地震作用下计，结构处于弹性工作阶段，应进行结构构件的弹性层间位移的验算。根据《地铁设计规范》(GB 50157-2013) 关于盾构法施工的隧道结构设计，隧道结构径向计算变形在 3‰ ~ 4‰ D，其中 D 为隧道外径。

(1) 常水位地震工况结构变形分析

E2 地震作用下计，本案例常水位地震工况结构变形图如下：

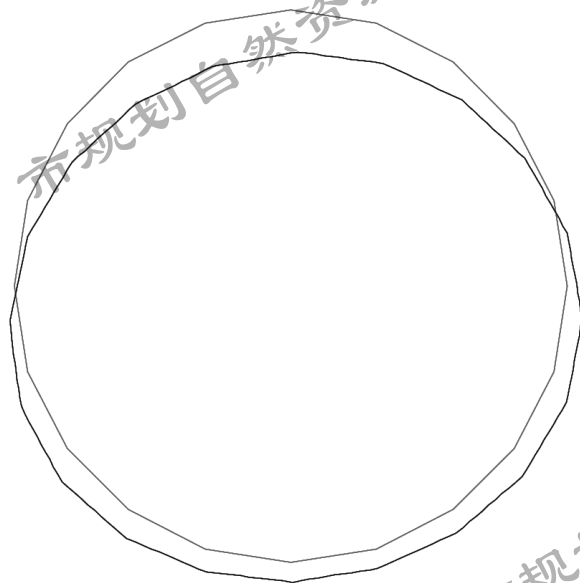


图 B.3-23 结构变形图

取最大值验算如下：

水平向直径变形率： $5.3\text{mm}/6000\text{mm}=0.88\text{‰}<3\text{‰}$ ，满足规范要求；

竖向直径变形率： $6.2\text{mm}/6000\text{mm}=1.03\text{‰}<3\text{‰}$ ，满足规范要求。

(2) 抗浮水位地震工况结构变形分析

E2 地震作用下计，本案例抗浮水位地震工况结构变形图如下：

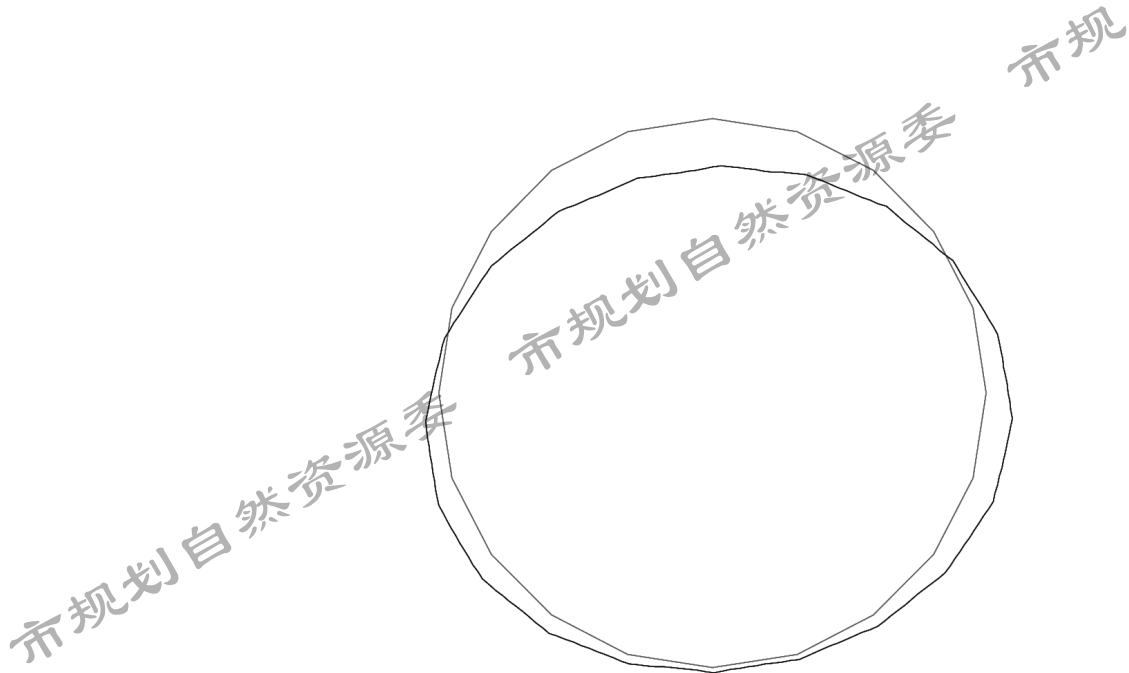


图 B.3-24 结构变形图

取最大值验算如下：

水平向直径变形率： $8.6\text{mm}/6000\text{mm}=1.43\text{‰}<3\text{‰}$ ，满足规范要求；

竖向直径变形率： $9.4\text{mm}/6000\text{mm}=1.57\text{‰}<3\text{‰}$ ，满足规范要求。

市规划自然资源委

市规划自然资源委

市规划自然资源委

市规划自然资源委

市规划自然资源委