

团 体 标 准

T/CCTAS XX—2025

桥梁结构非线性地震响应分析技术要求

Technical requirement for nonlinear seismic response analysis of bridges

（征求意见稿）

（本草案完成时间：2025年5月）

在提交反馈意见时，请将您知道的相关专利连同支持性文件一并附上。

XXXX - XX - XX 发布

XXXX - XX - XX 实施

目 次

前 言	II
1 总则	1
2 术语和定义	1
3 基本要求	1
4 分析方法和分析模型	2
4.1 分析方法	2
4.2 分析模型	2
4.3 地震作用	2
5 主体结构	3
5.1 钢筋混凝土结构	3
5.2 钢结构	4
6 抗震装置	4
6.1 一般规定	4
6.2 支座	4
6.3 阻尼器	4
6.4 挡块	5
7 基础	5
8 附属结构	5
9 大跨度桥梁	5
9.1 一般规定	5
9.2 拱桥	6
9.3 缆索承重桥	6
附 录 A （资料性） 混凝土本构模型	7
附 录 B （资料性） 钢筋、钢材本构模型	16
附 录 C （资料性） 支座分析模型	19
附 录 D （资料性） 阻尼器分析模型	21
附 录 E （资料性） 挡块分析模型	23
附 录 F （资料性） 铁路/轨道交通桥梁轨道结构分析模型	25
参 考 文 献	26

前 言

本文件按照GB/T 1.1—2020《标准化工作导则 第1部分：标准化文件的结构和起草规则》的规定起草。

请注意本文件的某些内容可能涉及专利。本文件的发布机构不承担识别专利的责任。

本文件由中国交通运输协会新技术促进分会提出。

本文件由中国交通运输协会标准化技术委员会归口。

本文件起草单位：

本文件主要起草人：

桥梁非线性地震响应分析技术要求

1 总则

本文件提出了桥梁非线性地震响应的技术要求。

本文件适用于公路、铁路、城市道路等行业的桥梁非线性地震响应分析。

桥梁非线性地震响应分析除应符合本标准的规定外，尚应符合国家现行有关标准的规定。

2 规范性引用文件

本文件没有规范性引用文件。

3 术语和定义

下列术语和定义适用于本文件。

3.1

地震响应分析 seismic response analysis

确定地震在桥梁结构上作用效应的计算仿真过程。

3.2

非线性分析 nonlinear analysis

在分析过程中考虑了材料非线性、几何非线性、或边界非线性等非线性因素进行的结构分析。

3.3

非线性地震响应分析 nonlinear seismic response analysis

采用能考虑材料、几何、边界非线性特性的分析方法，确定地震在桥梁结构上作用效应的过程。

3.4

材料本构模型 material constitutive model

材料应力-应变之间的关系，广义上包含构件弯矩-曲率、弯矩-转角、力-变形等宏观荷载与变形之间的关系。

4 基本要求

4.1 桥梁非线性地震响应分析方法和分析模型应正确考虑材料非线性、几何非线性、边界非线性等因素。

4.2 下列桥梁应进行地震作用下的非线性分析：

- a) 跨度大于等于 150m 的梁桥；
- b) 桥墩高度超过 100m 的梁桥；
- c) 拱桥、斜拉桥、缆索承重桥；
- d) 抗震设防烈度为 9 度的梁桥；
- e) 近断层（断层距 $\leq 20\text{km}$ ）的梁桥；
- f) 采用减隔震设计的桥梁；

- g) 进行抗震韧性评价的桥梁。

5 分析方法和分析模型

5.1 分析方法

- 5.1.1 桥梁非线性地震响应分析应采用动力时程分析方法。
- 5.1.2 桥梁非线性地震响应动力分析方法，符合下列规定：
 - a) 应同时考虑几何非线性、材料非线性、边界（接触）非线性；
 - b) 应设置正确的数值积分算法与参数，保证分析过程的稳定性和收敛性；
 - c) 当分析关注桥梁震后残余状态时，分析时长应包含地震波有效持时，且再增加 $5T_1$ 以上的自由振动时长；
 - d) 混凝土结构、组合结构的梁桥阻尼比宜取 0.05；钢结构梁桥的阻尼比宜取 0.02；
 - e) 混合结构梁桥的阻尼比应考虑混凝土、钢结构各自占比，宜在 0.02 至 0.05 之间取值；
 - f) 斜拉桥阻尼比可取 0.02~0.03，悬索桥阻尼比可取 0.02；
 - g) 可选用瑞利阻尼或振型阻尼，当选用瑞利阻尼时，应采用 T_1 和 T_n 计算阻尼参数，要求前 n 阶的累积振型质量参与系数应达到 0.9。
- 5.1.3 应考虑复杂施工过程对成桥状态的影响，在非线性地震响应分析之前进行施工过程模拟，以施工过程模拟得到的成桥状态作为非线性地震响应分析的初始状态。

5.2 分析模型

- 5.2.1 分析模型应截取至桥台，或关注范围再外推一联，模型中应包含基础。
- 5.2.2 分析模型应正确模拟桥梁结构的几何尺寸、材料性能、边界条件、连接关系等，正确表征桥梁的动力特征。
- 5.2.3 梁、柱、支撑等长细比超过 5.0，或剪跨比大于 2.5 的细长杆件，可选用一维单元进行模拟，应满足以下要求：
 - a) 采用经典梁、杆单元模型时，沿杆件长度单元数不小于 6；
 - b) 采用纤维截面模型时，沿杆件长度单元数不小于 6，且截面内纤维积分点不低于 6×6 ，定义单元剪切行为；
 - c) 采用集中塑性铰单元时，应合理设置塑性铰位置与长度；当非线性行为在杆件中的分布难以预估时，不应采用集中塑性铰单元。
- 5.2.4 当桥梁非线性行为由剪应变或多维应变引起时，应采用二维或三维单元。
- 5.2.5 实际剪跨比 ≤ 2.5 的构件宜采用二维或三维单元，沿有效尺度方向的单元数不宜小于 4。
- 5.2.6 主梁不作为重点关注对象时，可基于面积、惯性矩等效原则，采用一维单元进行简化模拟。
- 5.2.7 主梁作为重点关注对象时，应根据其几何特征、材料特性，选择主梁模型的建模方式。
- 5.2.8 节点域、连接构造等局部行为作为重点关注对象时，应采用三维单元进行模拟。
- 5.2.9 具备特定力学行为的抗震装置，宜采用非线性连接单元进行模拟，保障各自由度的力学行为与实际工程中一致。
- 5.2.10 桥梁模型中包含不同尺度单元时，应合理设置多尺度单元之间的边界条件，保证荷载传递与变形协调。

5.3 地震作用

- 5.3.1 对于规则直线桥梁，应分别进行顺桥向和横桥向的地震响应分析。
- 5.3.2 对于非规则曲线桥梁，应首先进行自振模态分析，选取水平振动方向的主方向及其正交方向作为地震动输入方向，分析应考虑竖向分量。
- 5.3.3 同时选用实际强震记录和人工地震动时，实际强震记录的数量不应少于总数的 $2/3$ ，地震动的峰值加速度应根据桥梁类型，按照公路、铁路、城市道路等领域的相关规范设置。
- 5.3.4 分析时可选用三组地震动取结果包络值，或选取七组及以上的地震动取结果平均值。

- 5.3.5 采用人工地震动时，应根据桥梁类型，按照公路、铁路、城市道路等领域的规范，选取设计反应谱为基准合成人工地震动，人工地震动的反应谱与设计反应谱在 T_1 上的误差不应超过 10%。
- 5.3.6 桥址处设防烈度超过 VII 时，应考虑地震动的竖向分量，水平分量与竖向分量的强度比可取为 1:0.65。
- 5.3.7 当桥梁距断层小于 20km 时，或设防烈度超过 IX 度时，水平分量和竖向分量的强度比可取为 1:1。
- 5.3.8 所选取的地震动有效持时不应小于 $5T_1$ ，或者 20s，且能量应在地震结束时逐渐趋近平缓。
- 5.3.9 地震动记录的采样时间间隔不应大于 0.02s，数值积分算法的最大时间增量步长不应大于地震动时程的采用时间间隔。
- 5.3.10 当桥梁距断层小于 20km 时，地震动应考虑近场效应；若地震作用为非脉冲型地震动时程，地震动应乘以近场效应的增大系数，5km 以内增大系数宜取 1.5，5km 以外增大系数宜取 1.25；若地震作用为实际近场脉冲型地震动时程，可不考虑近场效应。
- 5.3.11 跨度超过 250m 桥梁，应考虑非一致地震动效应。
- 5.3.12 桥梁跨越活动断层时，应考虑断层上下盘边界节点的拟静变位。

6 主体结构

6.1 钢筋混凝土结构

- 6.1.1 钢筋混凝土细长构件的分析模型符合下列规定：
- 钢筋、混凝土的材料本构模型通常为单轴材料本构模型，应有效表征往复变形下的构件刚度、强度衰减，滞回耗能，循环劣化等非线性行为，在失效分析中应加入材料损伤和失效的演化准则，本构模型可参考附录 A；
 - 混凝土材料本构模型，应考虑箍筋、钢管或外包纤维材料等的约束效应；
 - 钢筋混凝土细长杆件宜选用经典梁、杆单元，钢筋可采用附加截面积分点的方式引入，截面积分点的布置应与钢筋分布特征相同，保持面积、惯性矩一致；
 - 宜选用经典梁、杆单元，内嵌钢骨、外包钢管等部件可采用共节点单元的方式引入，采用相同的单元形函数，保障混凝土与内嵌钢骨、外包钢管等部件的变形协调；
 - 对于异形复杂截面，可按照截面积、惯性矩和外边缘尺寸等效的原则，选择截面进行模拟。
 - 对于劲性骨架拱圈等混合结构杆件，可采用共节点的单元组进行模拟，对特定单元进行截面偏移，保障截面几何信息正确。
- 6.1.2 钢筋混凝土薄壁构件的分析模型符合下列规定：
- 钢筋、混凝土的材料本构模型应选用三维材料本构模型，应有效表征往复变形下的构件刚度、强度衰减，滞回耗能，循环劣化等非线性行为，在失效分析中应加入材料损伤和失效的演化准则，本构模型可参考附录 A；
 - 应根据分析精度和分析目标，正确选取壳单元、膜单元、分层壳单元等单元类型；
 - 可在分层壳单元设置各向异性的钢筋层，模拟薄壁构件中的分布钢筋；
 - 可在局部设置共用节点的梁、杆单元，形成多尺度模型，模拟薄壁构件中的局部钢筋加密。
- 6.1.3 钢筋混凝土三维构件的分析模型还应符合下列规定：
- 钢筋、混凝土的材料本构模型应选用三维材料本构模型，应有效表征往复变形下的构件刚度、强度衰减，滞回耗能，循环劣化等非线性行为，在失效分析中应加入材料损伤和失效的演化准则，本构模型可参考附录 A；
 - 三维构件应根据分析精度和分析目标，选取线性、二次或者其他类型的三维单元进行模拟；
 - 可在三维单元中内嵌一维、二维单元模拟钢筋、钢板，宜根据实际情况设置钢筋、钢板与混凝土的连接关系；
 - 钢板-混凝土的界面行为应包含法向行为和切向行为，非线性行为模型可根据界面特征、几何关系选择；
 - 对于大体积三维混凝土构件，宜在地震响应分析前考虑混凝土收缩、徐变等因素的影响。

6.2 钢结构

6.2.1 细长钢构件的分析模型符合下列规定：

- a) 钢材本构模型应有效表征往复变形下的弹性、塑性，及损伤失效特征，本构模型可参考附录 B；
- b) 对于长细比超过 5.0 的细长钢构件，可采用梁、杆单元，沿长度方向单元数量不少于 8 个，开口截面杆件应选择开口截面单元属性，宜加入钢构件的初始缺陷；
- c) 对于异形复杂截面的细长杆件，可按照截面面积、惯性矩和外边缘尺寸等效原则，采用等效截面建立分析模型；
- d) 对于桁架、网架等钢构件，应正确模拟节点力学行为，对于节点区存在塑性损伤风险的，应显性建立节点区的非线性模型。

6.2.2 薄壁钢构件的分析模型符合下列规定：

- a) 钢材本构模型应有效表征往复变形下的弹性、塑性，及损伤失效特征，本构模型可参考附录 B；
- b) 薄壁钢构件沿平面内两个方向的单元数量应不少于 8 个，宜加入钢构件的初始缺陷；
- c) 薄壁板件单元法向的积分点数量不应少于 5 个；
- d) 二维单元与一维单元共用时，应注意不同尺度单元之间的荷载传递与变形协调。

7 抗震装置

7.1 一般规定

7.1.1 抗震装置包括支座、阻尼器、挡块等具备特定力学性能的装置设施。

7.1.2 抗震装置的分析模型，及关键参数应根据相关规范或标准设置；在缺乏规范或者标准时，应根据样件试验结果建立分析模型，有效表征抗震装置的滞回特性。

7.1.3 抗震装置的数值模型应正确表征抗震装置在桥梁中的几何位置，以及与主体结构的连接关系；

7.1.4 不应采用等效线性模型模拟抗震装置。

7.2 支座

7.2.1 支座的分析模型应包含支座竖向、水平方向的力学模型，对于转动方向有约束作用的支座，也应表征其转动方向的力学模型。

7.2.2 支座竖向力学模型，符合以下规定：

- a) 应根据支座竖向结构特征，选择合理的力学模型及关键参数，常用支座竖向的力学模型可参考附录 C；
- a) 当地震过程中支座竖向荷载变化不超过 $(1\pm 0.3)W_0$ 时，可选取 W_0 对应的支座竖向切线刚度作为支座竖向刚度。
- b) 当地震过程中支座竖向荷载变化超过 $(1\pm 0.3)W_0$ 时，应采用非线性荷载-位移关系作为支座的竖向力学模型。
- c) 当支座竖向可能出现消压甚至承受拉力时，应根据支座结构特征，独立设置支座竖向受压、受拉的力学模型，应可表征盆式橡胶支座、摩擦摆支座等支座竖向脱空、再冲击的力学过程。

7.2.3 支座水平力学模型，符合下列规定：

- d) 应根据支座水平方向结构特征，选择合理的力学模型及关键参数，常用支座水平方向的力学模型可参考附录 C；
- e) 当支座水平方向力学模型与竖向荷载相关时，应考虑水平力学模型参数随竖向荷载的变化；
- f) 当桥梁中同类型支座受到不同重力荷载时，应根据重力荷载代表值不同，选择不同的模型参数；
- g) 对于安装限位装置的固定支座，其分析模型应有效表征地震过程中限位装置的弹性-塑性-失效等强非线性行为，合理表征地震过程中固定支座退化为活动支座的全过程。

7.3 阻尼器

7.3.1 阻尼器通常可分为位移型阻尼器和速度型阻尼器两个基本模型，或两个基本模型的串联、并联

等多种组合；

7.3.2 阻尼器分析模型，符合下列规定：

- a) 位移型阻尼器可采用双线性模型、三线性模型或 Wen 模型；
- b) 速度型阻尼器可采用 Maxwell 模型或 Kelvin 模型；
- c) 其他类型阻尼器可根据其构造特征，采用基本模型的串联、并联或其他组合形式；
- d) 阻尼器的分析模型应正确反映其在主体结构中的位置、与主体结构的连接等，应考虑连接构造的力学行为；
- e) 常用的阻尼器分析模型可参考附录 D。

7.3.3 阻尼器单元宜设置失效荷载或变形阈值，达到阈值后阻尼器单元退出工作。

7.4 挡块

7.4.1 挡块分析模型应有效表征挡块弹性-屈服-失效的全过程。

7.4.2 挡块分析模型，符合下列规定：

- a) 挡块单元应分别建立在主梁两侧，并赋予单向力学模型；
- b) 挡块与主梁之间存在间隙时，应考虑地震过程中主梁对挡块的冲击效应；
- c) 挡块单元应设置失效荷载或变形阈值，失效后挡块单元退出工作；
- d) 经典挡块结构的分析模型可参考附录 E。

8 基础

8.1.1 桥梁分析模型应包含基础结构，不宜采用等效六自由度弹簧的方法进行模拟。

8.1.2 地震下土壤动力响应不显著时，可采用土弹簧的形式模拟桩土相互作用，土弹簧的分析模型应符合以下规定：

- a) 相邻土弹簧间距不应超过桩径的 2.5 倍；
- b) 土弹簧本构模型可采用非线性 P-y 曲线。

8.1.3 土层自身动力效应较为显著时，应建立土结相互作用模型，并符合以下规定：

- a) 土层材料本构模型应有效表征其的非线性行为；
- b) 土层与基础的作用界面应设置合理的法向、切向非线性行为；
- c) 土层模型范围应上至地表，底面取设计地震作用基准面，水平向边界至结构侧壁的距离宜不应少于桥梁结构水平宽度的 3 倍；
- d) 采用有限元法等数值方法求解土结相互作用问题时，地基无限性需要通过在区域的边界上引入虚拟人工边界，可采用粘性人工边界或粘弹性人工边界等合理的人工边界条件，且侧向人工边界应避免采用固定或自由等不合理的边界条件。
- e) 宜考虑行波效应，采用地震波动输入方法进行地震动的输入。

9 附属结构

9.1.1 普通附属结构，对桥梁地震响应无显著反馈影响的，可仅考虑为附加质量。

9.1.2 特殊附属结构，对桥梁地震响应有明显反馈影响的，应在分析模型中考虑，包括但不限于：

- a) 桥梁的大型房建结构、高耸结构等；
- b) 铁路/轨道交通桥梁中的轨道结构，跨越梁缝轨道结构的力学模型可参考附录 E 选取。

9.1.3 附属结构的分析模型，应根据试验或相关研究成果进行设置。

10 大跨度桥梁

10.1 一般规定

10.1.1 大跨度桥梁指主跨超过 150m 的梁式桥，以及拱桥、斜拉桥和悬索桥；

10.1.2 大跨度桥梁应正确模拟成桥的变形和应力状态，并基于此状态进行地震响应分析，分析过程必

须考虑模型的几何非线性；

10.1.3 应对比地震响应分析模型和实际成桥状态的位型误差、应力误差，保障分析时初始状态满足精度要求；

10.1.4 大跨度桥梁进行地震响应分析时，应考虑非一致地震动输入。

10.2 拱桥

10.2.1 应根据拱圈结构形式和成拱方案，正确模拟施工过程，有效表征拱圈的变形和应力分布；

10.2.2 钢筋混凝土拱圈不宜采用恒定轴力下的塑性铰模型，应考虑拱圈中的动轴力效应；

10.2.3 钢箱拱圈的板件截面宽厚比大于 40 时，宜采用壳单元，有效表征钢拱圈潜在的局部失稳；

10.2.4 拱座分别位于断层上下盘、或地形效应显著时，应考虑非一致地震动造成的拟静位移差。

10.3 缆索承重桥

10.3.1 缆索承重桥主要包括斜拉桥、悬索桥以及斜拉悬吊协作体系桥梁；

10.3.2 缆索承重桥应在地震响应分析前，正确重现桥梁的变形和应力分布；

10.3.3 长径比小于 100 的斜拉索/吊杆，应考虑其弯曲刚度，建议采用梁单元进行模拟；

10.3.4 斜拉索/吊杆建议至少采用 4 个单元，有效模拟强震下的松弛、再张拉过程；

10.3.5 悬索桥主缆应考虑弯曲刚度，建议梁单元进行模拟；

10.3.6 抗扭刚度大的箱型截面主梁可按照面积、惯性等效原则简化为梁单元；

10.3.7 钢桁梁应显性建立钢桁架中各个杆件；

10.3.8 桥塔分别位于断层上下盘、或地形效应显著时，应考虑非一致地震动造成的拟静位移差。

附录 A
(资料性)
混凝土本构模型

A.1 混凝土单轴本构模型

A.1.1 非约束的素混凝土，可采用如下单轴受拉应力-应变曲线，数学公式如下：

$$\sigma = (1 - d_t) E_c \varepsilon \quad (\text{A.1})$$

$$d_t = \begin{cases} 1 - \rho_t [1.2 - 0.2x^5] & x \leq 1 \\ 1 - \frac{\rho_t}{\alpha_t (x-1)^{1.7} + x} & x > 1 \end{cases} \quad (\text{A.2})$$

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{t,r}} \quad (\text{A.3})$$

$$\rho_t = \frac{f_{t,r}}{E_c \varepsilon_{t,r}} \quad (\text{A.4})$$

式中： α_t ——混凝土单轴受拉应力-应变曲线下降段的参数值；

$f_{t,r}$ ——混凝土单轴抗拉强度代表值；

$\varepsilon_{t,r}$ ——与混凝土单轴抗拉强度代表值 $f_{t,r}$ 相应的混凝土峰值抗拉应变；

d_t ——混凝土单轴受拉损伤演化系数。

表A.1 混凝土单轴受拉应力-应变曲线的参数取值

$f_{t,r}(\text{N/mm}^2)$	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
$\varepsilon_{t,r}(10^{-6})$	65	81	95	107	118	128	137
α_t	0.31	0.70	1.25	1.95	2.81	3.82	5.00

A.1.2 非约束的素混凝土，可采用如下单轴受压应力-应变曲线，数学公式如下：

$$\sigma = (1 - d_c) E_c \varepsilon \quad (\text{A.5})$$

$$d_c = \begin{cases} 1 - \frac{\rho_c n}{n-1+x^n} & x \leq 1 \\ 1 - \frac{\rho_c}{\alpha_c (x-1)^2 + x} & x > 1 \end{cases} \quad (\text{A.6})$$

$$\rho_c = \frac{f_{c,r}}{E_c \varepsilon_{c,r}} \quad (\text{A.7})$$

$$n = \frac{E_c \varepsilon_{c,r}}{E_c \varepsilon_{c,r} - f_{c,r}} \quad (\text{A.8})$$

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c,r}} \quad (\text{A.9})$$

式中： α_c ——混凝土单轴受压应力-应变曲线下降段的参数值；

$f_{c,r}$ ——混凝土单轴抗压强度代表值；

$\epsilon_{c,r}$ ——与混凝土单轴抗压强度代表值 $f_{c,r}$ 相应的混凝土峰值抗压应变；

d_c ——混凝土单轴受压损伤演化系数。

表A.2 混凝土单轴受压应力-应变曲线的参数取值

$f_{t,r}(\text{N}/\text{mm}^2)$	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
$\epsilon_{t,r}(10^{-6})$	1470	1560	1640	1720	1790	1850	1920	1980	2030	2080	2130	2190	2240
α_c	0.74	1.06	1.36	1.65	1.94	2.21	2.48	2.74	3.00	3.25	3.50	3.75	3.99
$\epsilon_{cu}/\epsilon_{c,r}$	3.0	2.6	2.3	2.1	2.0	1.9	1.9	1.8	1.8	1.7	1.7	1.7	1.6

A. 1. 3 在往复荷载作用下，受压混凝土卸载及再加载应力路径可按下列公式确定：

$$\sigma = E_r (\epsilon - \epsilon_z) \tag{A. 10}$$

$$E_r = \frac{\sigma_{un}}{\epsilon_{un} - \epsilon_z} \tag{A. 11}$$

$$\epsilon_z = \epsilon_{un} - \frac{(\epsilon_{un} + \epsilon_{ca})\sigma_{un}}{\sigma_{un} + E_c \epsilon_{ca}} \tag{A. 12}$$

$$\epsilon_{ca} = \max\left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_{un}}, \frac{0.09\epsilon_{un}}{\epsilon_c}\right) \sqrt{\epsilon_c \epsilon_{un}} \tag{A. 13}$$

式中： ϵ_z ——受压混凝土卸载至零应力点时的残余应变；

E_r ——混凝土卸载及再加载的变形模量；

σ_{un} 、 ϵ_{un} ——混凝土从受压骨架线开始卸载时的应力和应变；

ϵ_{ca} ——附加应变；

ϵ_c ——混凝土受压峰值应力对应的应变。

A. 1. 4 对考虑箍筋约束效应的圆形约束混凝土，核心区混凝土受压应力-应变曲线可采用Mander模型，其中Mander模型示意如图A.1所示，数学公式如下：

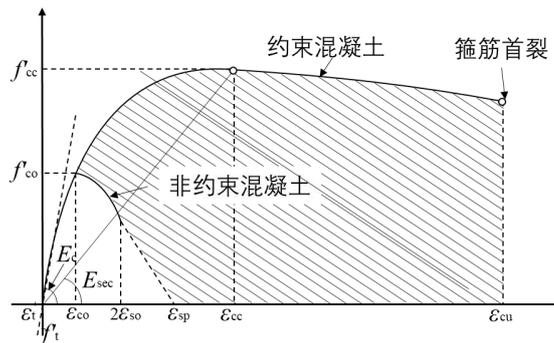


图 A.1 约束混凝土 Mander 模型

$$f_c = \frac{f'_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r} \tag{A. 14}$$

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \tag{A. 15}$$

$$\varepsilon_{cc} = \left[5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} - 1 \right) + 1 \right] \varepsilon_{c0} \quad (\text{A. 16})$$

$$r = \frac{E}{E_c - E_{sec}} \quad (\text{A. 17})$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_{c0}} \quad (\text{A. 18})$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (\text{A. 19})$$

式中： f_c ——约束混凝土压应力；

f'_{cc} ——约束混凝土峰值抗压强度；

ε_c ——约束混凝土压应变；

ε_{cc} ——峰值抗压强度 f'_{cc} 对应的混凝土压应变；

f'_{c0} ——无约束混凝土的圆柱体抗压强度；

ε_{c0} ——无约束混凝土的圆柱体抗压强度 f'_{c0} 相应的压应变。

A. 1.5 对考虑箍筋约束效应的矩形约束混凝土，核心区混凝土受压应力-应变曲线可采用Saaticioglu模型，其中Saaticioglu模型示意如图A.2所示，数学公式如下：

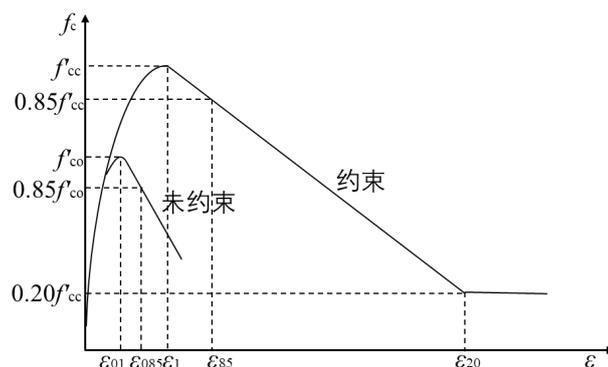


图 A.2 约束混凝土 Saaticioglu 模型

$$f_c = \begin{cases} f'_{cc} \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_1} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_1} \right) \right]^{1+2K} & \varepsilon_c \leq \varepsilon_1 \\ f'_{cc} \left[1 - \frac{0.15(\varepsilon_c - \varepsilon_1)}{\varepsilon_{85} - \varepsilon_1} \right] & \varepsilon_c > \varepsilon_1 \end{cases} \quad (\text{A. 20})$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{01} (1 + 5K) \quad (\text{A. 21})$$

$$f'_{cc} = f'_{c0} + k_1 f'_{le} \quad (\text{A. 22})$$

$$\varepsilon_{85} = 260 \rho \varepsilon_1 + \varepsilon_{085} \quad (\text{A. 23})$$

$$K = \frac{k_1 f'_{le}}{f'_{c0}} \quad (\text{A. 24})$$

$$k_1 = 6.7 (f'_{le})^{-0.17} \quad (\text{A. 25})$$

$$\rho = \frac{\sum A_s}{s(b_{cx} + b_{cy})} \tag{A. 26}$$

$$f_{le} = k_2 f_1 \tag{A. 27}$$

式中： ε_{01} ——无约束混凝土峰值应力 f'_{co} 对应的应变；
 ε_{085} ——无约束混凝土下降段 $0.85 f'_{co}$ 处的应变；
 ε_1 ——约束混凝土峰值应力 f'_{cc} 对应的应变；
 ε_{85} ——约束混凝土下降段 $0.85 f'_{cc}$ 处的应变；
 f_{le} ——等效横向约束力；
 ρ ——总配箍率；
 $\sum A_s$ ——箍筋面积之和；
 b_{cx} ——核心区混凝土x向长度；
 b_{cy} ——核心区混凝土y向长度；
 s ——箍筋间距；
 k_2 ——有效约束应力折减系数；
 f_1 ——作用在混凝土侧向的平均约束应力。

A. 2 混凝土塑性损伤本构模型

A. 2. 1 混凝土塑性损伤多维可采用塑性损伤模型，其本构模型如图A.3所示，数学公式如下：

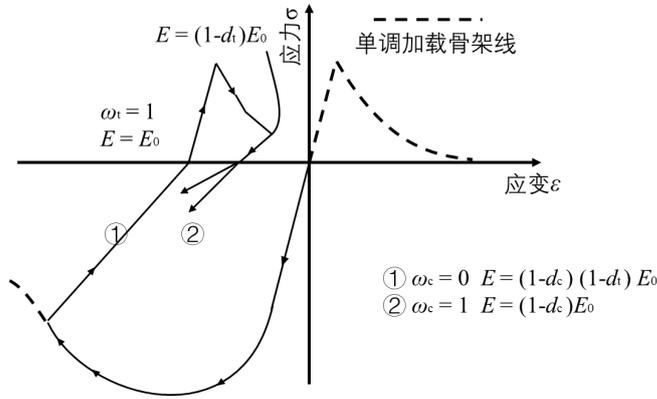


图 A.3 塑性损伤模型

$$\sigma = (1-d)\bar{\sigma} \tag{A. 28}$$

$$\bar{\sigma} = D_o^{el}(\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \tag{A. 29}$$

$$d = 1 - (1 - s_t d_c)(1 - s_c d_t) \tag{A. 30}$$

$$s_t = 1 - \omega_t r(\hat{\sigma}) \tag{A. 31}$$

$$s_c = 1 - \omega_c (1 - r(\hat{\sigma})) \tag{A. 32}$$

$$r(\hat{\sigma}) = \frac{\sum_{i=1}^3 (\max(\hat{\sigma}_i, 0))}{\sum_{i=1}^3 |\hat{\sigma}_i|} \quad (\text{A. 33})$$

式中: $\bar{\sigma}$ —— 有效应力;

ε^{pl} —— 塑性应变;

D_0^{el} —— 材料初始弹性张量;

d —— 损伤因子变量;

d_t —— 混凝土受拉塑性损伤因子, 与等效塑性拉应变相关;

d_c —— 混凝土受压塑性损伤因子, 与等效塑性压应变相关;

α —— 钢材屈服强度;

ω_c —— 表示混凝土应力-应变曲线从受拉区过渡到受压区弹性模量恢复程度, 介于 0.0~1.0 之间,

宜取 1.0;

$\hat{\sigma}$ —— 有效主应力, 记为 $[\hat{\sigma}_1 \ \hat{\sigma}_2 \ \hat{\sigma}_3]^T$ (从大到小)。

A. 2.2 计入钢管对混凝土的约束效应, 圆钢管混凝土核心区混凝土受压应力-应变曲线可按下列公式确定:

$$y = 2x - x^2 \quad (x \leq 1) \quad (\text{A. 34})$$

$$y = \begin{cases} 1 + q(x^{0.1\xi} - 1) & (\xi \geq 1.12) \\ \frac{x}{\beta(x-1)^2 + x} & (\xi < 1.12) \end{cases} \quad (x > 1) \quad (\text{A. 35})$$

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{\text{cc}}} \quad (\text{A. 36})$$

$$y = \frac{\sigma}{f_{\text{cc}}} \quad (\text{A. 37})$$

$$\xi = \frac{A_s f_y}{A_c f_{\text{ck}}} \quad (\text{A. 38})$$

$$f_{\text{cc}} = \left[1 + (-0.054\xi^2 + 0.4\xi) \left(\frac{24}{f'_c} \right)^{0.45} \right] f'_c \quad (\text{A. 39})$$

$$\varepsilon_{\text{cc}} = 1300 + 12.5f'_c + \left[1400 + 800 \left(\frac{f'_c}{24} - 1 \right) \right] \xi^{0.2} \quad (\text{A. 40})$$

$$q = \frac{\xi^{0.745}}{2 + \xi} \quad (\text{A. 41})$$

$$\beta = (2.36 \times 10^{-5})^{[0.25 + (\xi - 0.5)^7]} f_c'^2 \times 3.51 \times 10^{-4} \quad (\text{A. 42})$$

式中： f_c' —— 混凝土圆柱体轴心抗压强度，可按表 A.2.2 取用；

f_{cc} —— 约束混凝土单轴抗压强度；

ε_{cc} —— 与约束混凝土单轴抗压强度 (f_{cc}) 对应的峰值压应变，单位为微应变；

ξ —— 钢管混凝土约束效应系数；

A_s —— 钢管的横截面面积；

A_c —— 核心混凝土的横截面面积；

f_y —— 钢材屈服强度；

f_{ck} —— 混凝土轴心抗压强度标准值；

η 、 β —— 应力-应变曲线形状控制参数。

表A.3 混凝土圆柱体轴心抗压强度与立方体抗压强度的近似换算关系

强度等级	C30	C40	C50	C60	C70	C80	C90
f_c' (N/mm ²)	24	33	41	51	60	70	80

A. 2. 3 计入钢管对混凝土的约束效应，方、矩形钢管混凝土核心区混凝土受压应力-应变曲线可按下列公式确定：

$$y = \begin{cases} 2x - x^2 & (x \leq 1) \\ \frac{x}{\beta(x-1)^n + x} & (x > 1) \end{cases} \quad (\text{A. 43})$$

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cc}} \quad (\text{A. 44})$$

$$y = \frac{\sigma}{f_{cc}} \quad (\text{A. 45})$$

$$\xi = \frac{A_s f_y}{A_c f_{ck}} \quad (\text{A. 46})$$

$$f_{cc} = \left[1 + (-0.054\xi^2 + 0.4\xi) \left(\frac{24}{f_c'} \right)^{0.45} \right] f_c' \quad (\text{A. 47})$$

$$\varepsilon_{cc} = 1300 + 12.5f_c' + \left[1400 + 800 \left(\frac{f_c'}{24} - 1 \right) \right] \xi^{0.2} \quad (\text{A. 48})$$

$$\eta = 1.6 + \frac{1.5}{x} \quad (\text{A. 49})$$

$$\beta = \begin{cases} \frac{(f'_c)^{0.1}}{1.35\sqrt{1+\xi}} & (\xi \leq 3.0) \\ \frac{(f'_c)^{0.1}}{1.35\sqrt{1+\xi}(\xi-2)^2} & (\xi > 3.0) \end{cases} \quad (\text{A. 50})$$

式中: f'_c —— 混凝土圆柱体轴心抗压强度, 可按表 A.2.2 取用;

f_{cc} —— 约束混凝土单轴抗压强度;

ε_{cc} —— 与约束混凝土单轴抗压强度(f_{cc})对应的峰值压应变, 单位为微应变;

ξ —— 钢管混凝土约束效应系数;

A_s —— 钢管的横截面面积;

A_c —— 核心混凝土的横截面面积;

f_y —— 钢材屈服强度;

f_{ck} —— 混凝土轴心抗压强度标准值;

η 、 β —— 应力-应变曲线形状控制参数。

A. 3 混凝土塑性损伤本构模型

A. 3. 1 在往复荷载作用下, 混凝土材料可采用塑性损伤本构模型, 模拟材料在往复荷载作用下的损伤、裂缝开展、裂缝闭合及刚度恢复等行为。

A. 3. 2 混凝土塑性损伤本构模型应力-应变曲线、强化变量、屈服准则和流动法则可按下列规定执行。应力-应变曲线可按下列公式确定:

$$\sigma = (1-d)\bar{\sigma} \quad (\text{A. 51})$$

$$\bar{\sigma} = D_0^{\text{el}} : (\varepsilon - \varepsilon^{\text{pl}}) \quad (\text{A. 52})$$

$$d = 1 - (1 - s_t d_c)(1 - s_c d_t) \quad (\text{A. 53})$$

$$s_t = 1 - \omega_t r(\hat{\sigma}) \quad (\text{A. 54})$$

$$s_c = 1 - \omega_c (1 - r(\hat{\sigma})) \quad (\text{A. 55})$$

$$r(\hat{\sigma}) = \frac{\sum_{i=1}^3 (\max(\hat{\sigma}_i, 0))}{\sum_{i=1}^3 |\hat{\sigma}_i|} \quad (\text{A. 56})$$

56)

式中: $\bar{\sigma}$ —— 有效应力;

ε^{pl} —— 塑性应变;

D_0^{el} —— 材料初始弹性张量;

d —— 损伤因子变量;

d_t —— 混凝土受拉塑性损伤因子, 与等效塑性拉应变相关;

d_c —— 混凝土受压塑性损伤因子, 与等效塑性压应变相关;

α ——钢材屈服强度；

ω ——表示混凝土应力-应变曲线从受拉区过渡到受压区弹性模量恢复程度，介于 0.0~1.0 之间，宜取 1.0；

$\hat{\sigma}$ ——有效主应力，记为 $[\hat{\sigma}_1 \ \hat{\sigma}_2 \ \hat{\sigma}_3]^T$ (从大到小)。

A. 3. 3 可取等效塑性应变 $\tilde{\varepsilon}^{\text{pl}}$ 为强化变量，并可按下列公式确定：

$$\dot{\varepsilon}^{\text{pl}} = \hat{h}(\hat{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{\text{pl}}) \cdot \hat{\varepsilon}^{\text{pl}} \quad (\text{A. 57})$$

$$\hat{h}(\hat{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{\text{pl}}) = \begin{bmatrix} r(\hat{\sigma}) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -(1-r(\hat{\sigma})) \end{bmatrix} \quad (\text{A. 58})$$

式中： $\hat{\varepsilon}^{\text{pl}}$ ——等效塑性应变率， $\hat{\varepsilon}^{\text{pl}} = [\hat{\varepsilon}_t^{\text{pl}} \ \hat{\varepsilon}_c^{\text{pl}}]^T$ ；

$\hat{\varepsilon}_c^{\text{pl}}$ ——塑性主应变率， $\hat{\varepsilon}_c^{\text{pl}} = [\hat{\varepsilon}_1 \ \hat{\varepsilon}_2 \ \hat{\varepsilon}_3]^T$ (从大到小)。

A. 3. 4 屈服准则可按下列公式确定：

$$F(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{\text{pl}}) = \frac{1}{1-\alpha} (\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\hat{\varepsilon}^{\text{pl}}) \cdot \max(\hat{\sigma}_1, 0) - \gamma \cdot \max(-\hat{\sigma}_1, 0)) - \bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{\text{pl}}) \leq 0 \quad (\text{A. 59})$$

$$\bar{p} = -\frac{1}{3} \bar{\sigma} : \mathbf{I} \quad (\text{A. 60})$$

$$\bar{q} = \sqrt{\frac{3}{2} \bar{\mathbf{S}} : \bar{\mathbf{S}}} \quad (\text{A. 61})$$

$$\bar{\mathbf{S}} = \bar{p} \mathbf{I} + \bar{\sigma} \quad (\text{A. 62})$$

$$\alpha = \frac{\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}} - 1}{2\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}} - 1} \quad (\text{A. 63})$$

$$\beta(\hat{\varepsilon}^{\text{pl}}) = \frac{\bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{\text{pl}})}{\bar{\sigma}_t(\tilde{\varepsilon}_t^{\text{pl}})} (1-\alpha) - (1+\alpha) \quad (\text{A. 64})$$

$$\gamma = \frac{3(1-K_c)}{2K_c - 1} \quad (\text{A. 65})$$

式中： \bar{p} ——有效静水压力；

\bar{q} ——Mises 等效有效应力；

$\bar{\mathbf{S}}$ ——有效偏应力张量；

\mathbf{I} ——单位矩阵；

$\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}}$ ——混凝土二维抗压强度与单轴抗压强度之比，宜取 1.10~1.16；

$\bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{\text{pl}})$ ——有效内聚压应力， $\bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{\text{pl}})$ 与 $\tilde{\varepsilon}_c^{\text{pl}}$ 的关系可由混凝土单轴受压应力-应变曲线换算而得；

$\bar{\sigma}_t(\bar{\varepsilon}_t^{pl})$ ——有效内聚拉应力， $\bar{\sigma}_t(\bar{\varepsilon}_t^{pl})$ 与 $\bar{\varepsilon}_t^{pl}$ 的关系可由混凝土单轴受拉应力-应变曲线换算而得；

κ_c ——控制屈服面在偏平面上的投影形状的参数，介于0.5~1.0之间；取1.0时，屈服面在偏平面上的投影为圆形；取0.5时，屈服面在偏平面上的投影为三角形；对于正常配筋混凝土，宜取0.67。

A. 3.5 流动法则可按下列公式确定：

$$\dot{\varepsilon}^{pl} = \dot{\lambda} \frac{\partial G(\bar{\sigma})}{\partial \bar{\sigma}} \quad (\text{A. 66})$$

$$G = \sqrt{(\kappa \sigma_{t0} \tan \psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \tan \psi \quad (\text{A. 67})$$

式中： $\dot{\lambda}$ ——非负的塑性乘数；

κ ——混凝土塑性势函数的偏心率；

ψ ——材料在p-q平面内的膨胀角；

σ_{t0} ——单轴受拉强度。

附录 B
(资料性)
钢筋、钢材本构模型

B.1 单轴本构模型

B.1.1 钢筋、钢材有屈服点时，应力-应变曲线可按下式确定：

$$\sigma_s = \begin{cases} E_s \varepsilon_s & (\varepsilon_s \leq \varepsilon_y) \\ f_{y,z} & (\varepsilon_y < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{uy}) \\ f_{y,f} + k(\varepsilon_s - \varepsilon_{uy}) & (\varepsilon_{uy} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_u) \\ 0 & (\varepsilon_s > \varepsilon_u) \end{cases} \quad (\text{B.1})$$

B.1.2 钢筋、钢材无屈服点时，应力-应变曲线可按下式确定：

$$\sigma_s = \begin{cases} E_s \varepsilon_s & (\varepsilon_s \leq \varepsilon_y) \\ f_{y,r} + k(\varepsilon_s - \varepsilon_y) & (\varepsilon_y < \varepsilon_s \leq \varepsilon_u) \\ 0 & (\varepsilon_s > \varepsilon_u) \end{cases} \quad (\text{B.2})$$

式中： σ_s ——钢筋、钢材应力；

ε_s ——钢筋、钢材应变；

E_s ——钢筋、钢材弹性模量；

$f_{y,f}$ ——钢筋、钢材屈服强度代表值；

ε_y ——与 $f_{y,r}$ 对应的钢筋、钢材屈服应变；

ε_{uy} ——钢筋、钢材硬化起点应变；

ε_u ——钢筋、钢材峰值应变；

k ——钢筋、钢材硬化段斜率。

B.1.3 往复荷载作用下，钢筋、钢材单轴应力-应变滞回曲线可采用简化的折线形式表达，宜按下列公式确定：

$$\sigma_s = E_s (\varepsilon_s - \varepsilon_a) - \left(\frac{\varepsilon_s - \varepsilon_a}{\varepsilon_b - \varepsilon_a} \right)^p [E_s (\varepsilon_b - \varepsilon_a) - \sigma_b] \quad (\text{B.3})$$

$$p = \frac{(E_s - k)(\varepsilon_b - \varepsilon_a)}{E_s (\varepsilon_b - \varepsilon_a) - \sigma_b} \quad (\text{B.4})$$

式中： ε_a ——再加载路径起点对应的应变；

σ_b, ε_b ——再加载路径终点对应的应力和应变；再加载方向钢筋、钢材未曾屈，则 σ_b, ε_b 取钢筋、钢材初始屈服点的应力、应变；再加载方向钢筋、钢材曾屈服，则取钢筋、钢材历史最大应变。

B.2 钢板塑性本构模型

B. 2.1 钢板塑性本构模型应力-应变曲线、屈服准则、流动法则和硬化规则可按下列规定执行。

B. 2.2 应力-应变曲线可按下式确定：

$$\sigma = D : (\varepsilon - \varepsilon^{\text{pl}}) \quad (\text{B. 5})$$

式中： ε^{pl} ——塑性应变；

D ——材料弹性张量。

B. 2.3 屈服准则可按下列公式确定：

$$F = f(\sigma - \alpha) - \sigma^0 \leq 0 \quad (\text{B. 6})$$

$$f(\sigma - \alpha) = \sqrt{\frac{3}{2} (S - \alpha^{\text{dev}}) : (S - \alpha^{\text{dev}})} \quad (\text{B. 7})$$

$$S = pI + \sigma \quad (\text{B. 8})$$

$$p = -\frac{1}{3} \sigma : I \quad (\text{B. 9})$$

$$\alpha^{\text{dev}} = \alpha - \frac{1}{3} (\alpha : I) I \quad (\text{B. 10})$$

式中： σ^0 ——屈服应力；

α ——反应力；

α^{dev} ——反应力 α 的偏张量；

S ——偏应力张量；

p ——静水压力；

I ——单位矩阵。

B. 2.4 塑性流动法则可按下列公式确定：

$$\dot{\varepsilon}^{\text{pl}} = \dot{\varepsilon}^{\text{pl}} \frac{\partial F}{\partial \sigma} \quad (\text{B. 11})$$

$$\dot{\varepsilon}^{\text{pl}} = \sqrt{\frac{2}{3}} \dot{\varepsilon}^{\text{pl}} : \dot{\varepsilon}^{\text{pl}} \quad (\text{B. 12})$$

式中： F ——塑性势函数，采用与屈服函数相同的函数；

$\dot{\varepsilon}^{\text{pl}}$ ——塑性应变率；

$\dot{\varepsilon}^{\text{pl}}$ ——等效塑性应变率。

B. 2.5 硬化规则可按下式确定：

$$\dot{\alpha} = C \frac{1}{\sigma_0} (\sigma - \alpha) \dot{\varepsilon}^{\text{pl}} \quad (\text{B. 13})$$

式中： C ——运动硬化模量；

σ_0 ——屈服应力，决定了屈服面的大小。

B. 3 钢筋、钢材延性损伤本构

B. 3.1 对于需要考虑钢筋、钢材损伤失效的情况，可对其赋予延性损伤模型，包括损伤初始条件与演化准则。建议钢筋、钢材的延性损伤模型如图 B.3 所示：

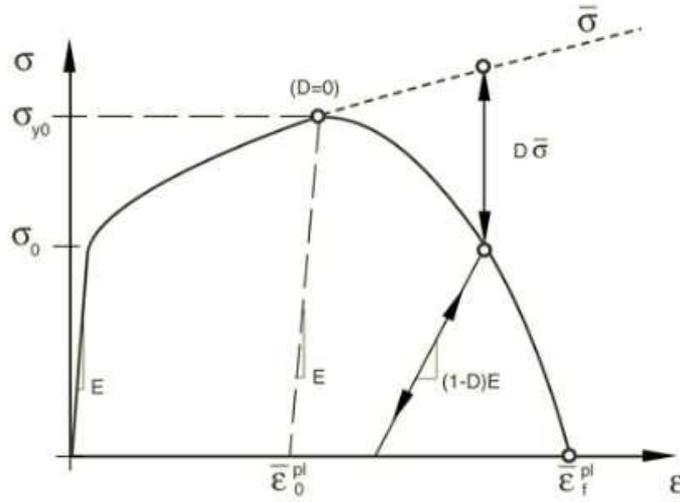


图 B.1 延性损伤模型

图中： σ_0 ——首次屈服应力；
 σ_{y0} ——延性损伤开始时的应力；
 $\bar{\epsilon}_0^{pl}$ ——延性损伤开始时的等效塑性应变；
 $\bar{\epsilon}_f^{pl}$ ——完全破坏时的等效塑性应变；
 E ——初始弹模；
 D ——损伤因子；
 $\bar{\epsilon}_D^{pl}$ ——等效塑性应变。

B. 3. 2 延性损伤模型中，延性损伤判断准则如式(B.1)所示

$$\omega_D = \int \frac{d\bar{\epsilon}^{pl}}{\bar{\epsilon}_D^{pl}(\eta, \dot{\bar{\epsilon}}^{pl})} = 1 \tag{B.1}$$

$$\eta = -p / q \tag{B.2}$$

式中： ω_D ——随着塑性变形而单调递增的状态变量；
 $\dot{\bar{\epsilon}}_D^{pl}$ ——等效塑性应变率；
 η ——应力三轴度，按照式(B.2)计算；
 p ——静水压力；
 q ——Mises等效应力。

B. 3. 3 延性损伤模型中，延性损伤的演化过程可根据需求定义，损伤因子D随等效塑性应变的增加，可按照线性、指数等不同的单调递增函数定义。

附 录 C
(资料性)
支座分析模型

C.1 橡胶支座

C.1.1 叠层橡胶支座、铅芯橡胶支座以及高阻尼器橡胶支座应采用拉压不等向的竖向本构模型。

C.1.2 叠层橡胶隔震支座水平向可采用弹性本构模型。

C.1.3 铅芯橡胶隔震支座、高阻尼器橡胶支座水平向可采用双线性本构模型，支座初始刚度可按下式计算：

$$K_d = F_{dy} / \Delta u_{dy} \quad (\text{F. 1})$$

式中： F_{dy} ——铅芯橡胶隔震支座、高阻尼器橡胶支座的屈服荷载；

K_d ——铅芯橡胶隔震支座、高阻尼器橡胶支座的初始刚度；

Δu_{dy} ——铅芯橡胶隔震支座、高阻尼器橡胶支座的屈服位移。

C.1.4 板式橡胶支座、盆式橡胶支座应采用可考虑受拉脱空的竖向分析模型，竖向刚度可按下式计算：

$$K_v = \begin{cases} K_c, & d_v < 0 \\ 0, & d_v \geq 0 \end{cases} \quad (\text{F. 2})$$

C.1.5 板式橡胶支座、盆式橡胶支座的水平初始刚度可按下式计算：

$$K_p = \frac{\mu W_0}{d_y} \quad (\text{F. 3})$$

式中： W_0 ——板式橡胶支座、盆式橡胶支座承受的重力荷载代表值；

μ ——板式橡胶支座、盆式橡胶支座的动摩擦系数；

d_y ——摩擦摆隔震支座的屈服位移。

C.1.6 板式橡胶支座、盆式橡胶支座水平向应采用考虑动轴力效应的水平荷载本构模型，水平荷载按下式计算：

$$F_d(t) = \mu W(t) \text{sgn}(\Delta \dot{u}) \quad (\text{F. 4})$$

式中： $F_d(t)$ ——板式橡胶支座、盆式橡胶支座在 t 时刻的水平荷载；

$W(t)$ ——板式橡胶支座、盆式橡胶支座在 t 时刻的竖向荷载；

\dot{u}_d ——板式橡胶支座、盆式橡胶支座的位移速度。

C.2 摩擦摆隔震支座

C.2.1 摩擦摆隔震支座竖向受压可采用弹性本构模型，受拉刚度可设定为零。

C.2.2 摩擦摆隔震支座水平向本构模型可采用与竖向压力相关的双线性模型，相关参数计算可按下列规定执行：

C.2.3 摩擦摆隔震支座的初始刚度可按下式计算：

$$K_p = \frac{\mu W_0}{d_y} \quad (\text{F. 5})$$

式中： K_p ——摩擦摆隔震支座的初始刚度；

μ ——摩擦摆隔震支座的动摩擦系数；

P ——摩擦摆隔震支座承受的竖向荷载；

d_y ——摩擦摆隔震支座的屈服位移。

C.2.4 摩擦摆隔震支座的水平荷载可按下式计算：

$$F(t) = \frac{W(t)}{R} \Delta u + \mu W(t) \operatorname{sgn}(\Delta \dot{u}) \quad (\text{F. 6})$$

式中： Δu ——摩擦摆隔震支座的水平位移；

$F(t)$ ——摩擦摆隔震支座的水平荷载；

R ——摩擦摆隔震支座的等效曲率半径。

C.3 固定支座限位装置

C.3.1 盆式橡胶支座、摩擦摆隔震支座等通常在固定方向设置可失效的限位装置，限位装置的力学模型可按下式计算：

$$F_r = \begin{cases} k_r \Delta u, & 0 \leq \Delta u \leq \Delta u_f \\ 0, & \Delta u_f < \Delta u \end{cases} \quad (\text{F. 7})$$

式中： F_r ——限位装置的水平荷载；

k_r ——限位装置的水平刚度；

Δu_f ——限位装置的失效位移。

C.3.2 支座固定方向应沿正负方向独立设置限位装置单元。

附 录 D
(资料性)
阻尼器分析模型

D.1 位移型阻尼器

D.1.1 摩擦阻尼器和铅阻尼器可采用理想弹塑性模型，阻尼力可按下式确定：

$$F_d = \begin{cases} -F_{dy} & (\Delta u_d < -\Delta u_{dy}) \\ K_d \Delta u_d & (-\Delta u_{dy} \leq \Delta u_d \leq \Delta u_{dy}) \\ F_{dy} & (\Delta u_d > \Delta u_{dy}) \end{cases} \quad (D.1)$$

式中： F_d ——阻尼器阻尼力；

Δu_d ——阻尼器两端的相对位移；

K_d ——阻尼器弹性刚度；

F_{dy} ——阻尼器屈服(起滑)荷载；

Δu_{dy} ——沿耗能方向阻尼器屈服(起滑)位移。

D.1.2 金属阻尼器可采用双线性模型，阻尼力可按下式确定：

$$F_d = \begin{cases} F_{dy} + K_d \gamma (\Delta u_d - \Delta u_{dy}) & (\Delta u_d < -\Delta u_{dy}) \\ K_d \Delta u_d & (-\Delta u_{dy} \leq \Delta u_d \leq \Delta u_{dy}) \\ -F_{dy} + K_d \gamma (\Delta u_d + \Delta u_{dy}) & (\Delta u_d > \Delta u_{dy}) \end{cases} \quad (D.2)$$

式中： F_d ——阻尼器阻尼力；

Δu_d ——阻尼器两端的相对位移；

K_d ——阻尼器弹性刚度；

F_{dy} ——阻尼器屈服荷载；

Δu_{dy} ——沿耗能方向阻尼器屈服位移；

γ ——屈服后刚度比。

D.1.3 位移型阻尼器的弹性刚度可按下式确定：

$$K_d = \frac{F_{dy}}{\Delta u_{dy}} \quad (D.3)$$

D.2 速度型消能器

D.2.1 速度相关型消能器可采用Maxwell模型或Kelvin模型，并应具备下列基本特征：

D.2.2 Maxwell模型中阻尼单元与“弹簧单元”串联；

D.2.3 Kelvin模型中阻尼单元与“弹簧单元”并联，模型中的阻尼力是二者之和。

D.2.4 速度相关型消能器黏滞模型或黏弹性模型，可按下列规定执行：

D.2.5 黏滞消能器阻尼力可按下式计算：

$$F_d = C_d (\dot{u})^m \quad (D.4)$$

式中： F_d ——黏滞消能器的阻尼力；

\dot{u} ——黏滞消能器两端的相对速度；

C_d ——消能器阻尼系数，与液压缸直径、活塞直径、导杆直径和流体粘度等参数有关；

m ——黏滞消能器阻尼指数，黏滞消能器速度指数通常在 0.2 到 1.0 之间。

D. 2. 6 线性黏滞消能器耗能可按下式计算：

$$W_c = \pi C_d \omega_1 \Delta u_{dmax}^2 \quad (D. 5)$$

式中： ω_1 ——消能减震结构的基本振动圆频率。

D. 2. 7 非线性黏滞消能器耗能可按下式计算：

$$W_c = \lambda F_{dmax} \Delta u_{dmax}$$

式中： λ ——阻尼指数相关函数，可根据速度指数取值。

D. 2. 8 黏弹性消能器耗能可按下列公式计算：

$$W_c = \pi G'' \Delta u_{dmax}^2 \quad (D. 6)$$

$$C_d = \frac{G'' A}{\omega_1 h} \quad (D. 7)$$

$$K_{eff} = \frac{\sqrt{(G'^2 + G''^2)} A}{h} \quad (D. 8)$$

式中： ω_1 ——试验加载圆频率；

C_d ——消能器阻尼系数；

G' ——黏弹性材料剪切模量；

G'' ——黏弹性材料储存模量；

A ——黏弹性材料层横截面面积；

h ——黏弹性材料层厚度。

附录 E
(资料性)
挡块分析模型

E.1 钢筋混凝土挡块

E.1.1 钢筋混凝土挡块可采用如下荷载-位移曲线:

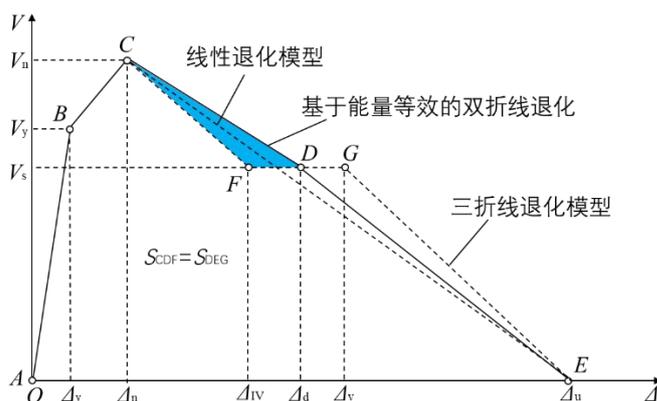


图 E.1 钢筋混凝土挡块荷载位移曲线

E.1.2 关键性能参数可按式计算:

$$V_c = b d_v f_1 \cot(\theta_s) = \frac{0.33 b d_v \sqrt{f_c}}{1 + \sqrt{500 \varepsilon_{cr}}} \cot(\theta_s) \quad (\text{E.1})$$

$$V_s = \frac{1}{(a+h)} \left[A_v f_{yv} w + A_t f_{yt} [w \cot(\theta_t) + h] \cdot \left[\sin(\theta_t) + A_h f_{yh} h + \frac{n_s A_s f_{ys}}{h} \sum_{i=1}^n (h - i s_v)^2 \right] \right] \quad (\text{E.2})$$

$$V_n = \frac{0.33 b d_v \sqrt{f_c}}{1 + \sqrt{500 \varepsilon_{cr}}} \cot(\theta_s) + \frac{1}{(a+h)} \left[A_v f_{yv} w + A_t f_{yt} (w \cot(\theta_t) + h) \sin(\theta_t) + A_h f_{yh} h + \frac{n_s A_s f_{ys}}{h} \sum_{i=1}^n (h - i s_v)^2 \right] \quad (\text{E.3})$$

$$V_y = V_s + V_c \frac{\Delta_y}{\Delta_n}, V_n = V_s + V_c \quad (\text{E.4})$$

$$\left. \begin{aligned} \Delta_y &= \sqrt{2} \varepsilon_y (L_d + L_a)(h+d) / \sqrt{h^2 + d^2} \\ \Delta_n &= \sqrt{2} \varepsilon_y (L_d + L_a)(h+d) / s \\ \Delta_v &= \sqrt{2} \varepsilon_{0.005} (L_d + L_a)(h+d) / s \\ \Delta_v &= \sqrt{2} \varepsilon_{0.007} (L_d + L_a)(h+d) / s \\ \Delta_u &= \sqrt{2} \varepsilon_{0.01} (L_d + L_a)(h+d) / s \end{aligned} \right\} \quad (\text{E.5})$$

式中： b ——为纵桥向挡块宽度；

d_v ——为截面抗剪高度，可近似取 $d_v = 0.72d$ ；

θ_s ——可取 45° ；

V_c 、 V_s ——分别为混凝土和钢筋对挡块强度的贡献；

Δ_y ——挡块屈服位移；

ε_y ——钢筋屈服应变；

s ——盖梁水平构造筋的间距；

L_a ——裂缝发展区域的宽度,可近似取为挡块与盖梁交界面处挡块的厚度 d ；

L_d ——钢筋强度发展长度。

E. 2 钢挡块

E. 2. 1 型钢挡块可以采用经典的双线性模型。

附录 F (资料性)

铁路/轨道交通桥梁轨道结构分析模型

F.1.1 WJ-8扣件顺桥向可采用2mm起滑、滑动摩擦9kN的理想弹塑性模型，顺桥向可以采用三线性模型，初始为滑动摩擦阶段，接着弹性阶段，混凝土挡肩失效后，残余承载力由剪力钉独自承担，如图E.1所示。

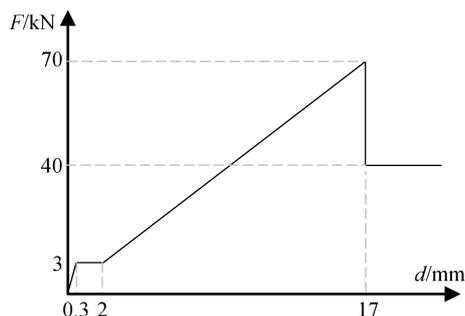


图 H.1 WJ-8 扣件横桥向失效全过程参考模型

F.1.2 32m/24m标准跨，采用WJ-8扣件和CRTS-I双块式无砟轨道板的双线铁路梁式桥，其轨道结构对横桥向梁缝水平错位的约束作用，可采用图D.2中的模型，A和B分别表示梁缝处第一排、第二排扣件失效时的状态。

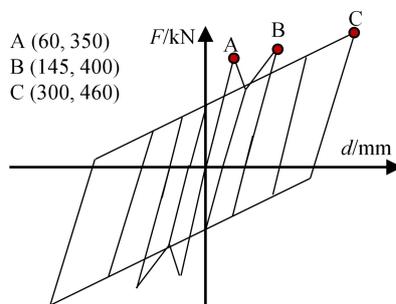


图 H.2 梁缝横向错位-轨道约束反力参考模型

参 考 文 献

- [1] Mander J B, Priestley M J N, Park R. Theoretical stress-strain model for confined concrete[J]. Journal of structural engineering, 1988, 114(8): 1804-1826.
 - [2] Saatcioglu M, Razvi S R. Strength and ductility of confined concrete[J]. Journal of Structural engineering, 1992, 118(6): 1590-1607.
 - [3] Shi Y, Wang M, Wang Y. Experimental and constitutive model study of structural steel under cyclic loading[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2011, 67(8): 1185-1197.
 - [4] Hooputra H, Gese H, Dell H, et al. A comprehensive failure model for crashworthiness simulation of aluminium extrusions[J]. International Journal of Crashworthiness, 2004, 9(5): 449-464.
 - [5] Yuan Q, Yin W, Deng K, et al. Seismic vulnerability assessment of a railway beam bridge considering brittle failure of the restrainer in a friction pendulum system[J]. Earthquake Engineering and Resilience, 2024, 3(3): 432-446.
 - [6] 韦旺, 邵长江, 袁得铮, 等. 强震区桥梁抗震挡块强度退化模型及其应用[J]. 中国公路学报, 2024, 37(07): 179-188.
 - [7] 尹伟涛, 远全闯, 邓开来, 等. 铁路桥梁轨道结构震损机理与易损性分析[J/OL]. 土木工程学报, 1-12[2025-05-12].
-