

Fünf Jahre Erfahrung mit der Norm SIA 191 "Boden- und Felsanker"

Autor(en): **Huder, Jachen / Locher, Hans Georg**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **101 (1983)**

Heft 16

PDF erstellt am: **13.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-75118>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

berechnet werden, wobei S unabhängig vom Gelenkabstand ℓ wird.

M wird aus dem zulässigen Biegemoment M_{zul} errechnet und mit der geforderten Sicherheit F multipliziert.

$$M \leq F \cdot M_{zul}$$

p ist für die geschlossene Wand als passiver Erddruck $e_p = p$ auf der Höhe der Gleitfläche in Rechnung zu stellen.

Für den Pfahl kann p aus der Grenzbelastung des Bodens gerechnet werden, wobei

$$p = d_q \cdot d \cdot K_0 \cdot q \cdot N_q$$

mit der Forderung, dass $p \leq \ell_p (L + d)$ sei. Es bedeuten (vgl. Tab. 2)

$$d_q = \text{Tiefenfaktor: } d_q = 1 + 0,035 \cdot \text{tg } \varphi \cdot (1 - \sin \varphi)^2 \cdot \text{arctg } t/d$$

$$N_q = \text{Faktor der Tragfähigkeit: } N_q = e^{\pi \cdot \text{tg } \varphi' \cdot \text{tg}^2(45^\circ + \varphi'/2)}$$

$$K_0 = \text{Ruhedruckkoeffizient: } K_0 \sim 1 - \sin \varphi'$$

$$q = \text{Überlagerungsdruck: } q = \gamma \cdot t$$

d = Durchmesser des Pfahles

L = Lichter Abstand der Pfähle

p kann auch aus dem passiven Erddruck, der auf den Pfahl wirkt, bestimmt werden. Für $L > 2d$ kann mit guter Annäherung die «wirksame Breite» \bar{d} des Pfahles mit $\bar{d} \leq 3d$ eingesetzt werden.

Ein Dübelelement wird dann optimal ausgenutzt, wenn die Widerstände infolge Biegebruch gleich dem Schubwiderstand sind.

Berechnungsbeispiel

Ein Beispiel soll die Anwendung dieser Berechnung zeigen. Aus dem Querprofil sind folgende Grössen zu ermitteln (Bild 3):

$$G = 2140 \text{ kN (Fläche planimetriert)}$$

$$\bar{\alpha} = 22^\circ \text{ (geschätzt)}$$

$$\alpha_V = 45^\circ$$

$$\delta_V = 20^\circ$$

$$\gamma = 22,5 \text{ kN/m}^3$$

$$\alpha_S = 11^\circ$$

G ist aus dem Material und der Konfiguration im Bruchzustand geschätzt. Für $\varphi' = 20^\circ$ ($u = 0$ und $c' = 0$) ist $F \approx 1,0$. Gefordert wird $F \approx 1,2$.

Gewählt wird eine verankerte Pfahlkonstruktion mit Längsbalken. Pfahlabstand $(L + d) = 5$ m, Durchmesser 0,70 m, Armierungsgehalt $\mu = 1\%$ und zul. Moment $M_{zul} = 162$ kNm.

$$p = d_q \cdot d \cdot K_0 \cdot t \cdot \gamma \cdot N_q = 1,47 \cdot 0,70 \cdot 0,66 \cdot 5,5 \cdot 22,5 \cdot 6,4 = 538 \text{ kN/Pfahl.}$$

$$S = \sqrt{2 \cdot p \cdot F \cdot M_{zul}} = \sqrt{2 \cdot 538 \cdot 1,2 \cdot 162} = 457 \text{ kN; } 457 \cdot \cos 10^\circ = 450$$

Pro m' ergibt dies nach Fellenius:

$$V_G / m' = \frac{214 \cdot \sin 22 (1,2 - 1) - 450/5}{0,85 \cdot 1,2} = \frac{70}{1,0} = 70,0 \text{ kN/m}$$

$$V_G = 70 \cdot 5 \text{ m} = 350 \text{ kN/Anker}$$

$$V_u = V_G \cdot 1,8 \approx 630 \text{ kN}$$

Der labile Zustand wird durch den Pfahl mit 450 kN/5 m und durch die Verankerung $V_G = 350$ kN/5 m auf eine Sicherheit von $F = 1,2$ angehoben.

Schlussbemerkungen

Der Preisvergleich zwischen Anker- und Pfahlwirkung fällt meistens zu Gunsten der Anker aus. Doch sind die Vorteile einer kombinierten Lösung im Gegensatz zur Verankerung nur mit Längsträger nicht zu unterschätzen. Im letzten Fall müssen die Längsträger eine gute Fundamentauflagerung aufweisen. Auf Baustellen, in denen der Einsatz von Maschinen kaum in Betracht kommt, können auch Schächte statt Pfähle vorgesehen werden.

Der gewählte Sicherheitsgrad für dieses Beispiel ($F = 1,2$) ist keine feste Regel. Dadurch, dass in einem solchen Fall die wesentlichen Grössen durch den Bruch gegeben sind, wäre bei noch genaueren Kenntnissen der Rutschmasse G auch eine Sicherheit von $F = 1,1$ denkbar. Entscheidend ist hier die Tatsache, dass das System – falls nötig – ausgebaut werden kann. Die Ankeransatzstellen können bei der Betonierung des Längsträgers vorgesehen werden.

Adresse des Verfassers: Prof. Dr. J. Huder, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, ETH-Hönggerberg, 8093 Zürich.

Fünf Jahre Erfahrung mit der Norm SIA 191 «Boden- und Felsanker»

Von Jachen Huder, Zürich, und Hans Georg Locher, Bern

Es sind nun fünf Jahre her, seit die Norm SIA 191 «Boden- und Felsanker» in Kraft gesetzt wurde [1]. Gleich vorweggenommen: Die Norm hat sich trotz der relativ komplizierten Materie und der relativ neuen Art der Behandlung rasch und gut eingelebt; denn sonst wären z. B. Übersetzungen ins Italienische und Englische sowie Spanische kaum denkbar geworden. Mit diesen Übersetzungen ist auch die Einführung unserer Norm in Italien, Südafrika, Australien und in Südamerika gegeben. Immerhin, zu diesem Jubiläum gehören sicher auch einige kritische Bemerkungen und Hinweise auf Probleme, die bei der Anwendung der Norm noch bestehen.

Aus Sicht des Ingenieurs

Rechnerische freie Ankerlänge

Die Ankerkraft V wird durch den Verankerungskörper in den Boden bzw.

Fels übertragen, der zur Verankerungszone wird. Die verankerte Zone (Fig. 1 der Norm SIA 191) wird durch die rechnerische freie Ankerlänge l_f definiert. Nach Kap. 3.22 der Norm gilt: «Die rechnerische freie Ankerlänge wird

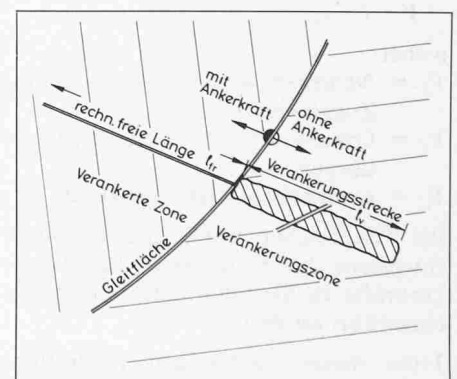


Bild 1. Durch die Gleitfläche getrennte Bereiche. Verankerte Zone mit Berücksichtigung der Ankerkraft

durch Stabilitätsbedingungen bestimmt. Bei Gleitflächen in der verankerten Zone sind die Ankerkräfte V zu berücksichtigen (Bild 1). Die Ankerkräfte V sind von Fall zu Fall je nach den Verhältnissen durch den Projekt-

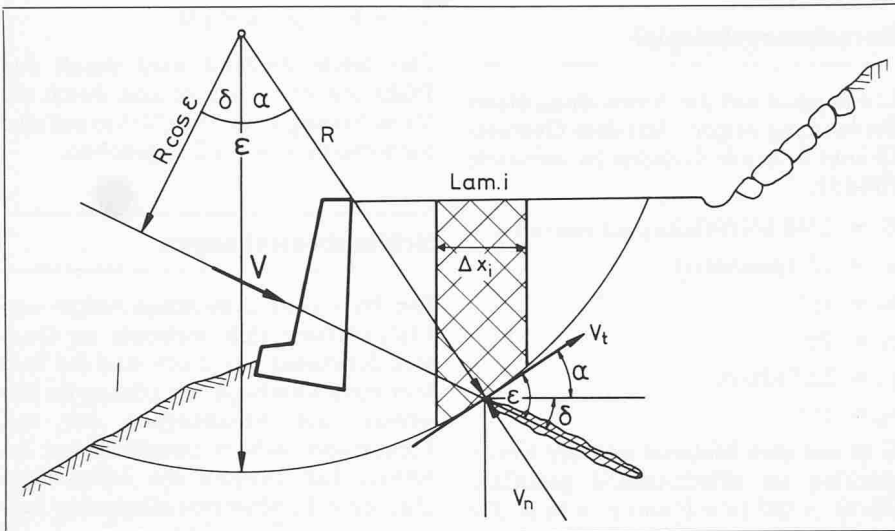


Bild 2a. Gleitfläche, Anker und Schnittkräfte

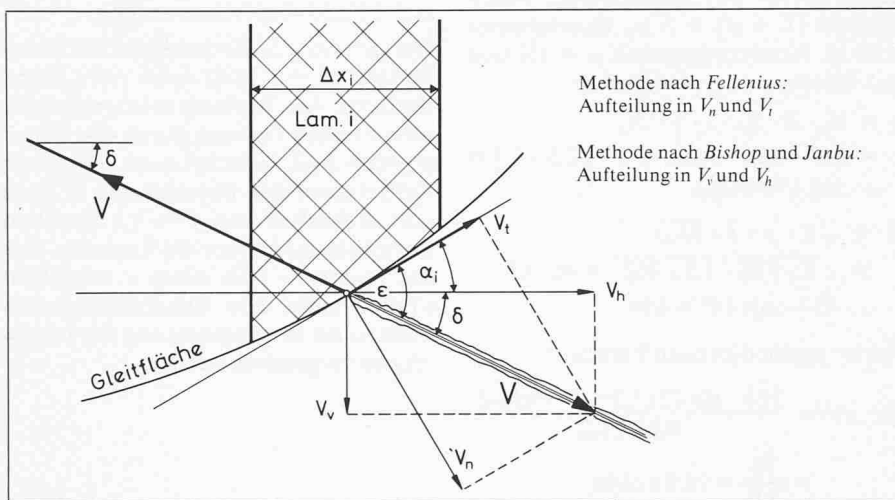


Bild 2b. Aufteilung der Ankerkraft V in der Gleitfläche

verfasser festzulegen. Dabei gelten als obere Grenzwerte:

$$V < V_S$$

$$V < V_V$$

$$V < F \cdot V_G$$

wobei:

- V_S = Nennwert der Streckgrenze des Zuggliedes
- V_V = Grenzkraft des Verankerungskörpers
- V_G = rechnerische Gebrauchskraft

Bei Gleitflächen durch die Verankerungszone dürfen hingegen keine Ankerkräfte in die Stabilitätsberechnung eingeführt werden.»

Trotz dieser eindeutigen Definition wird hier immer wieder Missverständnissen begegnet. Das Bild 2 a soll dazu klärend beitragen. Durch die Definition der rechnerischen freien Ankerlänge ist auch der Ort der Kraftübertragung im Boden des «geschnittenen» Ankers gegeben. Diese «Schnittkräfte» müssen zudem mit der Definition des Sicherheitsgrades der Stabilitätsberechnung übereinstimmen. Da die Berech-

nung nach *Fellenius* (oder nach der schwedischen Methode) nur eine Momentenbedingung kennt, sind diese zusätzlichen Momente ($R \cdot V_n \cdot \text{tg } \varphi'$ und $R \cdot V_t$) aus diesen Kräften entsprechend der Definition des Sicherheitsgrades $F = \tau_f / \tau$ für die Gleitfläche in «festigkeitserzeugende» ($V_n \cdot \text{tg } \varphi' = V \cdot \sin \epsilon \cdot \text{tg } \varphi'$) und «schubkraftherhöhende bzw. verringernde» ($V_t = V \cdot \cos \epsilon$) Anteile zu unterscheiden. Für die Methoden von *Bishop* und *Janbu* sind die Komponenten vertikal V_v und horizontal V_h (siehe dazu auch Bild 2b) für die Lamelle, in welcher der Anker geschnitten wird, einzuführen. Bei mehreren Anker ist jeder Anker für sich entsprechend zu berücksichtigen.

Sicherheiten

Die Sicherheiten sind in der Norm aufgeteilt in Sicherheiten des Ankers S als Verhältnis der Tragkraft V_U zur Gebrauchskraft V_G ($S = V_U / V_G$) und Sicherheiten des verankerten Bauwerkes gegen Gleiten ($F = \tau_f / \tau$, Kap. 3.42). Weiter steht in Kap. 3.42: «Der Projekt-

verfasser hat die Sicherheit gegen Gleiten von Fall zu Fall festzulegen.»

Leider muss immer wieder festgestellt werden, dass Ingenieure sich gerne der in Tabelle 6 als «übliche Sicherheiten in Abhängigkeit der Verwendungsdauer und Gefährdungsgrade» bezeichneten Werte bedienen und dadurch in manchen Fällen unnötige Auslagen verursachen.

Ebenfalls zu Diskussionen führte die Definition des Sicherheitsgrades S des Ankers. Die Berechnung von V_G erfolgt auf Grund der gegebenen Belastung.

Hingegen ist die Wahl des Sicherheitsgrades S in der Norm eindeutig als Folge des gewählten Gefährdungsgrades definiert. Dieser Definition sollte man unbedingt Beachtung schenken, denn die Wahl der Ankerklasse regelt auch die Versuche und die nachfolgende Überwachung und Kontrolle.

«Provisorische oder temporäre Anker sind solche, die ihre Funktion nur vorübergehend, in der Regel nicht länger als 3 Jahre, erfüllen müssen» (Kap. 1.32). Die Klassierung «temporär» oder «permanent» wird von der Zeit (Betriebsdauer) bestimmt.

Baugrunduntersuchungen und Anker- versuche

Leider ist immer wieder festzustellen, dass dem Kap. 2.2 «Baugrund» für grössere Bauvorhaben nicht die gebührende Beachtung geschenkt wird, so dass die Unterlagen zur Berechnung und zur Interpretation der Anker oft unvollständig sind. Hier ist es Aufgabe des Ingenieurs, dem Bauherrn die Zweckmässigkeit solcher Untersuchungen richtig aufzudecken.

Auch die Probleme bei der Unterlassung von Anker- versuchen (Kap 5.7) sollten klar hervorgehoben werden. Diese Versuche werden oft zu spät angesetzt oder sogar unterlassen, so dass Verankerungen ohne Resultate von Anker- versuchen ausgeschrieben werden. Das Fehlen der Anker- versuche und der entsprechenden Bodenkennziffern kommt spätestens dann zum Zuge, wenn es heisst, die Wartezeit Δt für die Dauer des Abklingens der Deformation bzw. der Kraft festzulegen. Dies ist eine Frage, die oft auftaucht. Viele Ingenieure sind der Meinung, die Norm sollte dies vorschreiben. Hier kann und darf die Norm nichts festsetzen, denn sie soll für jeden Boden gelten. Der Einfachheit halber ist der Baugrund in Tabelle 7 nur in 3 Klassen, A, B und C, unterschieden. Die Wartezeiten Δt sind für diese drei Klassen zu ermitteln. Bei den Anker- versuchen kann überprüft werden, welche Zeit Δt für das Abklingen der Deformation bzw. der Kraftverlu-

ste anzunehmen ist. Entsprechend diesem Wert kann dann die Wartezeit Δt für das Spannen der Anker festgesetzt werden (siehe auch Tab. 8).

Weiter ist zu vermerken, dass unter den Pflichten des Unternehmers steht (Kap. 2.73): «Er garantiert für die Übertragung der Ankerkraft in der Verankerungszone.» Wie soll aber der Unternehmer eine Garantie leisten, wenn keine Ankerversuche ausgeführt wurden und dazu noch die Bodenkenntnisse mangelhaft sind? *Bodenuntersuchungen und Ankerversuche sollten für grössere Bauobjekte die Regel sein.* Nur so können wirtschaftliche Lösungen durch den Ingenieur erarbeitet und der Unternehmer zu seiner Verantwortung angehalten werden.

Permanente Anker

Sicher richtig ist die Feststellung, dass den Anforderungen an permanente Anker oft nicht die volle Beachtung geschenkt wird. So schreibt die Norm vor, dass *permanente Anker unter Kontrolle stehen müssen.* Die zwingende Folge aus dieser Kontrolle ist, dass permanente Anker ersetzbar sein müssen, denn sonst bleibt jede Kontrolle eine Illusion. Diese Forderung allein rechtfertigt überhaupt die Verwendung permanenter Anker.

Wie steht es nun mit der Kontrolle permanenter Anker und wie weit werden bei der Projektierung auch entsprechende Studien unternommen, permanente Anker evtl. zu vermeiden? Ein Beispiel zu diesem Problem: Hier soll nicht untersucht werden, wie viele *Unterführungen im Grundwasser*, bei denen permanente Anker das fehlende Gewicht gegen Auftrieb ersetzen, kontrolliert werden oder nicht. Sicher ist nur, dass der Ersatz der Anker nicht einfach zu bewerkstelligen wäre. War aber die Lösung mit permanenten Ankern zwingend? Oftmals sind auch Lösungen mit einer permanenten Absenkung des Grundwasserspiegels denkbar.

Grundsätzliches zur Anwendung

Die Norm «Boden- und Felsanker» hat nun einmal *Grenzen für bestimmte Arbeiten* im Grund- und Felsbau gesetzt, und diese Grenzen müssen durch adäquate Bauwerke auch eingehalten werden. Sie sind von der Norm her auch so zu interpretieren und nachzuvollziehen. Die Norm *definiert als Anker* (Kap. 1.1): «Anker sind Bauelemente, die mittels Zuggliedern Kräfte in den Boden (Lockergestein) bzw. Fels (Festgestein) übertragen.» Als Zugglieder in diesem Sinne gelten auch schlaffe Anker aus Stahl oder aus anderen zugfesten Materialien. Entsprechend müssen

folglich sämtliche anderen Zugglieder, die in den Boden versetzt werden, den Anforderungen entsprechen. Bei angenommener permanenter Wirkung ist beispielsweise die Kontrolle und Ersetzbarkeit zu gewährleisten. Die Umgehung dieser Vorschriften durch andere Systeme, die nicht unbedingt unter dem Namen «Anker» verwendet werden, könnte dem Bauherrn oder Ingenieur hier Probleme schaffen, die evtl. bei Schadenfällen zu seinen Ungunsten ausgelegt würden. Unterwanderungen der Norm sollten, wo immer möglich, nicht vorkommen. Auch nicht z. B. durch die Einführung von anderen Methoden, wo Zugglieder *scheinbar* nicht vorhanden sind.

Auf die Frage an den Ingenieur, wie sich die Norm bewährt, bekommt man oft die Antwort zu hören: *Es geht bestens, alle Anker werden nach Norm erstellt.* Diese Antwort darf aber den kritisch Fragenden nicht unbedingt glücklich stimmen, denn sie enthält auch indirekt die Feststellung, dass das Denken des Ingenieurs und vor allem die Suche nach Neuem, vielleicht auch Besserem, durch die Norm behindert ist. Sicher ist dies eine Voraussetzung, die die Normschaffenden nicht a priori festlegen wollten, aber durch die Normierung trotzdem gegeben ist. Diesem Umstand trägt eine ergänzende Bestimmung (Kap. 0.3) Rechnung: «Ausnahmen von der vorliegenden Norm SIA 191 sind zugelassen», wenn sie die Bedingungen (0.3) erfüllen. Aus diesen ergänzenden Bestimmungen folgt auch, dass eine Norm nicht alle Kenntnisse und die «ganze Kunst» umfassen kann, sondern sich eben nur auf die Fälle, die als «normal» gelten können, abstützt. Darum sollten *Normen nicht alleinige Grundlagen der Kenntnisse* bilden, weder zur Projektierung noch zur Ausführung grösserer Verankerungsarbeiten.

J. Huder

Erfahrungen in der Praxis

Was hat die Norm SIA 191 Neues gebracht?

Klare Definitionen: Die Verständigung zwischen Bauherren, Projektierenden und Ausführenden ist wesentlich erleichtert, da jedermann weiss, wovon der andere spricht.

Festlegung der Verantwortung: Die Aufgabenbereiche des Projektierenden und Ausführenden sind klar umschrieben.

Standardisierung der auszuführenden Versuche: Dadurch wird sichergestellt, dass die Anker sinnvoll geprüft werden, und dass Resultate von verschiedenen

Baustellen miteinander vergleichbar sind. So ist es möglich, einen Erfahrungsschatz aufzubauen.

Einführung *differenzierter Sicherheiten* je nach Gefährdungsgrad des Bauwerks: Der Ingenieur hat es damit in der Hand, seine Idee von der notwendigen Sicherheit in alle Überlegungen einzubringen. Gleichwohl bleibt das System kohärent, da mit der Wahl des Gefährdungsgrades auch andere Annahmen, wie Anzahl Versuchsanker und Anforderungen an permanente Anker, festgelegt werden.

Für *permanente Anker* eine wesentlich strengere Beurteilung, als sie vor Einführung der Norm üblich war. Hier sind vor allem die Forderungen nach Ersetzbarkeit und nach einer permanenten Überwachung wichtig.

Was ist in der Norm nicht gut oder nicht genügend geregelt?

Korrosionsprobleme

Ausser allgemeinen Grundsätzen enthält die Norm zu diesem wichtigen Punkt nichts. Bei der Beratung der Norm hat die Kommission verschiedene Anläufe genommen, das Problem präziser zu regeln. Es wurde aber darauf verzichtet, da die Kenntnisse damals zu einer abschliessenden und «normwürdigen» Behandlung nicht reichten und die Entwicklung stark im Fluss war.

Heute haben alle renommierten Firmen ihre Lösungen ausgearbeitet und sind im Stand, *voll korrosionsgeschützte Anker* anzubieten und zu garantieren. Zu enge Vorschriften hätten damals diese Entwicklung sehr wohl behindern können.

Ein Beispiel dafür ist die Angabe der Norm, es sei eine *Überdeckung mit Injektionsgut* von 20 mm zu wählen. So versetzte Anker halten sicher einen Vergleich mit den heute üblichen Korrosionsschutzmassnahmen bei weitem nicht aus. Für Bodenanker ist dieser Passus abzulehnen.

Felsanker im Untertagebau

Die Norm macht einen Unterschied zwischen Ankern mit weniger oder mehr als 20 t Prüfkraft, um so die «Felsnägel» im Untertagebau sachgerechter behandeln zu können. Die Entwicklung ist hier gelegentlich zu grösseren Kräften weiterschritten. Diese Anker müssten dann wie die grossen Vorspannanker behandelt und z. B. einzeln geprüft werden, was zu unnötigem Aufwand an Zeit und Geld führen würde. Hier ist eine *sinngemässe Anwendung* der Norm empfehlenswert.

Ferner eignen sich die Prüfverfahren

im Falle von vollvermörtelten Ankern nicht.

Was wird richtig angewendet?

Die *Spannproben* haben sich gut eingestellt. Diese sehr weitgehende Kontrolle hat sicher massgeblich zu einer Qualitätsverbesserung der eingebauten Anker beigetragen.

Die *Erddruckumlagerung* nach Terzaghi wird meist richtig angewendet, nämlich bei Bodenankern dort, wo die verankerte Konstruktion nicht nachgeben kann.

Der Projektierende wählt die *Ankerklasse*. Allerdings fällt dabei auf, dass die Klassen 1 und 4 praktisch nie verwendet werden.

Die *Überwachung* bei permanenten Ankern: Verschiedene wirtschaftliche Systeme wie die Messung der Ankerkräfte mit Messdosen oder die Lagekontrolle der Bauwerke wurden entwickelt. Sie sind bei vielen Bauwerken im Einsatz, und ihre Resultate tragen Wesentliches zu unserer Erfahrung bei.

Was hat sich nicht genügend eingebürgert?

Baugrunduntersuchungen und Ankerversuche

Der Norm liegt die Idee zugrunde, dass genügende Bodenuntersuchungen und Ankerversuche *in der Planungsphase ausgeführt werden sollen*, um damit für die Planung bessere Unterlagen zur Verfügung stellen zu können.

Heute werden Ankerversuche häufig überhaupt weggelassen oder – woran der NPK nicht ganz unschuldig ist – zusammen mit den übrigen Ankern ausgeschrieben. Dies *verwässert* dann notgedrungen die in der Norm vorgesehene *Ausscheidung der Verantwortlichkeit*, da z. B. dem Ausführenden die Verantwortung für die Verankerungslänge billigerweise nicht überbunden werden kann, wenn die dazu nötigen Unterlagen fehlen. Und wenn dann zu Beginn der Arbeiten doch noch Ankerversuche oder als Ersatz wenigstens einige ausführliche Spannproben gemacht werden, ist es oft zu spät, um noch wirksam beim Projekt eingreifen zu können.

Ersetzbarkeit von permanenten Ankern

Nach der Norm muss es möglich sein, permanente Anker, falls dies wegen festgestellten Schäden oder wegen UmDispositionen am Bauwerk nötig scheint, zu ersetzen. Dabei ist es gleichgültig, ob dies durch neue Anker oder durch eine andere Massnahme geschieht. z. B. Abstützen von Wänden oder Belastungen im Fall von Auftriebsankern. Diese Vorschrift ist zwei-

fellos hart und zwingt den Projektierenden, seine Dispositionen mit Vorbedacht zu wählen.

Prüfkraft V_p

Die Norm lässt dem Projektierenden einen Spielraum für die Wahl dieser Grösse, welche zwischen $1,15 \cdot V_G$ (für permanente Anker $1,40 \cdot V_G$) und $0,95 \cdot V_S$ liegen soll (V_p = Prüfkraft; V_G = Gebrauchskraft; V_S = Streckgrenze).

Die Angabe verleitet dazu, eine *möglichst hohe Prüfkraft* zu wählen, um damit eine hohe Sicherheit nachzuweisen. Damit wird aber im allgemeinen mehr geschadet als genützt, da die obere Grenze schon bedenklich nahe bei der Kraft liegt, wo bleibende Deformationen einsetzen, und da die Gefahr besteht, dass dadurch der Korrosionsschutz Schaden leidet.

Wir sind daher der Ansicht, dass für normale Fälle die *Prüfkraft an der unteren Grenze des Bereichs*, also bei $1,15$ bzw. $1,40 \cdot V_G$ gewählt werden soll. Höhere Prüfkraften sind nur sinnvoll, wenn spezielle Fragen abgeklärt werden sollen. Bei Versuchsankern ist normalerweise der ganze Bereich auszunützen.

Gebrauchskraft V_G und Spannkraft V_0

Bei diesen Begriffen besteht oft noch eine gewisse Verwirrung. Die Gebrauchskraft V_G ist eine rechnerische Grösse, welche aus der statischen Berechnung des Objekts hervorgeht. Bei Wänden ergibt sie sich z. B. aus dem aufzunehmenden Erddruck, bei Auftriebsankerungen aus dem Auftrieb.

Die Kraft V_0 ist definiert als die Kraft, bei der die Anker im Zeitpunkt $t = 0$ festgesetzt werden. Sie kann verschieden gewählt werden:

$V_0 > V_G$ wenn bewirkt werden soll, dass z. B. auch nach einer Konsolidation noch die volle Kraft V_G wirkt.

$V_0 < V_G$ z. B. bei einer Wand, die auf aktiven Erddruck gerechnet wurde und der man die nötige Bewegungsfreiheit geben will, damit der minimale Erddruck auch auftritt.

$V_0 \cong V_G$ wenn keine Bewegungen erwartet oder geduldet werden.

Ferner darf V_0 nicht grösser sein als 75% der Bruchkraft V_u .

Auf Verankerungsplänen sind die drei Angaben $V_p/V_G/V_0$ notwendig.

Allgemeine Erfahrungen

Generell kann festgestellt werden, dass die Ankernorm SIA 191 seit ihrer Einführung dazu verholfen hat,

- die Qualität der Anker allgemein zu verbessern,
- Missverständnisse zu verhindern durch bessere Verständigung,
- den Wettbewerb fairer zu machen, indem es nicht mehr angeht, auf Kosten der Sicherheit günstigere Offerten zu lancieren.

Sie hat damit ein *durchweg positives Echo* gefunden.

Die festgestellten Mängel betreffen dagegen *eher einzelne Details*. Die Kommission hat daher beschlossen, vorderhand auf eine Anpassung der Norm zu verzichten.

Auch *international* hat die Norm beträchtliche Erfolge für sich zu buchen:

- Eine vom SIA veröffentlichte englische Version [2] wird bei vielen Entwicklungsprojekten verwendet und wurde z. B. in Südafrika und Australien offiziell anerkannt. Auch in Hongkong wird neuerdings eine angepasste Version verwendet.
- In Argentinien wird eine spanische und in Italien eine italienische Übersetzung vorbereitet.
- Die Empfehlung der FIP über Anker [3] hat sehr viel Gedankengut der SIA-Norm übernommen und damit einem sehr weiten Kreis zugänglich gemacht.

Zusammenfassend darf festgestellt werden, dass die Einführung der Ankernorm vor fünf Jahren in einer recht komplizierten Materie eine *Klärung der Begriffe* und *Verbesserung der Qualität* mit sich gebracht hat. Durch die normierten Prüfungen wurde die Qualität und Vergleichbarkeit verbessert und das Sammeln von praktischen Erfahrungen erleichtert. Die Boden- und Felsanker sind damit zu einem wertvollen und bewährten Bauelement geworden.

H. G. Locher

Literaturhinweise

- [1] Schweiz. Ingenieur- und Architektenverein: «Boden- und Felsanker». Norm SIA 191, Zürich, 1977
- [2] Schweiz. Ingenieur- und Architektenverein: «Ground anchors». Standard SIA 191, Zürich, 1977
- [3] Fédération Internationale de la Précontrainte: «Recommendations for the design and construction of prestressed concrete ground anchors». FIP, Wexham Springs, Slough SL 3 6P1, England, Mai 1982
- [4] Schweiz. Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik: «Tirants d'ancrage/Boden- und Felsanker». Mitteilungen Nr. 98, Zürich, 1978

Adressen der Verfasser: Prof. Dr. J. Huder, c/o Institut für Grundbau und Bodenmechanik, ETH-Hönggerberg, 8093 Zürich, und H. G. Locher, dipl. Bau-Ing. ETH/SIA, c/o Terrexper AG, Staufferstr. 130, 3014 Bern.